

**Zum Torsionstragverhalten von Spannbetonträgern unter  
kombinierter Beanspruchung aus  
Biegung, Querkraft und Torsion**

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der  
Technischen Universität Dortmund  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von

Eva Stakalies (M. Sc.)

Prüfungskommission:

Vorsitzende: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Jeanette Orlowsky

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

1. Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

2. Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Marcus Ricker

Tag der mündlichen Prüfung: 07. Juli 2025

Dortmund, 2025



## Kurzfassung

Im Rahmen dieser Dissertation wird ein Nachweisformat für die Torsionstragfähigkeit von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion entwickelt, um den Nachweis der Torsionstragfähigkeit von Spannbetonbrücken bei der Nachrechnung von Brücken gemäß *Nachrechnungsrichtlinie* (NRR) [10] zu erfüllen. Bereits im Jahr 1929 wurde von *Rausch* [91] ein Nachweis der Torsionstragfähigkeit für reine Torsion in Form eines räumlichen Fachwerks entwickelt, um den Kraftfluss aus den schiefen Hauptzug- und Druckspannungen analog zur Querkraft über Zug- und Druckstäbe abzubilden. Im Hinblick auf die Nachrechnung von Spannbetonbrücken gibt es weiteren Forschungsbedarf. Das mechanische Modell für den Torsionsnachweis, basierend auf den umlaufenden, unter  $45^\circ$  geneigten Hauptzugspannungen, welche durch die Bemessung von Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung abgedeckt werden, wurde seinerzeit an Versuchen unter reiner Torsionsbeanspruchung hergeleitet. Bei Spannbetonbrücken tritt jedoch immer eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion auf, wobei die Biegebeanspruchung aus dem hohen Eigengewicht fast immer überwiegt. In der Anfangszeit wurden die Spannbetonbrücken bei Querkraft und Torsion auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums bemessen. Häufig weisen sie sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade auf, die unterhalb der derzeit erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung liegen.

Dementsprechend ist der Nachweis der Torsionstragfähigkeit sowohl für die Torsionsbügel- als auch für die Torsionslängsbewehrung gemäß NRR [10] der Stufe 1 und 2 häufig nicht erfüllt und die Anwendung von genaueren Nachweisverfahren zur Berücksichtigung der erweiterten mechanischen Zusammenhänge unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wird erforderlich.

Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Arbeit ein erweitertes Modell des Torsionsnachweises mit speziellem Fokus auf der Nachrechnung von Brückenbauwerken im Bestand entwickelt., mit dessen Hilfe es möglich ist, Querschnitte nachzuweisen, die mit den herkömmlichen Nachweisen nach NRR [10] nicht gelingen. Dabei wird sowohl auf den Nachweis der Torsionsbügelbewehrung als auch auf den Nachweis der Torsionslängsbewehrung eingegangen. Auch der Nachweis einer ausreichenden Druckstrebentragfähigkeit kann bei schlanken, hohen Querschnitten problematisch werden, allerdings ist bei den in der Regel schwach bewehrten Querschnitten der Nachweis einer ausreichenden Bewehrung maßgebend.

Für den Nachweis der Torsionslängsbewehrung basiert das vorgestellte Näherungsverfahren bei überwiegender Biegebeanspruchung auf einer Umrechnung der erforderlichen Torsionslängsbewehrung in eine äquivalente Torsionslängszugkraft, die beim Nachweis der Biegetragfähigkeit mit angesetzt wird, um so die gesamte vorhandene Bewehrung im Querschnitt entsprechend ihrer Lage im Querschnitt zu berücksichtigen. Besonders nicht voll ausgenutzte Spannglieder können so unabhängig von ihrer Lage im Querschnitt mit ihren Tragreserven zur Abdeckung der erforderlichen Torsionslängsbewehrung beitragen.

Für den Nachweis der Torsionsbügelbewehrung werden vorhandene Ansätze zur Bestimmung einer realitätsnahen Querkrafttragfähigkeit aufgegriffen [40], [47] und mit der erforderlichen Torsionsbügelbewehrung superponiert. Dieses Vorgehen, sowohl für die Torsionslängs- als auch für die Torsionsbügelbewehrung, wird im Rahmen dieser Arbeit bei der Bemessung großformatiger Spannbetonversuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion angewendet. Die damit erzielten Versuchstraglasten zeigen durch die Berücksichtigung aller relevanten Einflussparameter eine gute Übereinstimmung im Vergleich zu den Versuchstraglasten von Referenzversuchen unter reiner Querkraft mit Biegung.

Darüber hinaus wurde das grundsätzliche Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Hinblick auf den Abbau der Torsionssteifigkeit näher untersucht. Hier gibt es zwar etablierte Richtwerte, die in der Praxis angewandt werden, jedoch fehlt es an einer hinreichenden Verifizierung durch Versuche.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1	Motivation und Ausgangslage.....	1
1.2	Zielsetzung und Aufbau der Arbeit.....	3
<b>2</b>	<b>Stand des Wissens zur Schubtragfähigkeit</b> .....	<b>5</b>
2.1	Allgemeines.....	5
2.2	Querkrafttragfähigkeit.....	5
2.2.1	Tragverhalten im Zustand I .....	5
2.2.2	Tragverhalten im Zustand II.....	7
2.2.3	Bemessung bei Querkraft nach DIN EN 1992-2 mit NA.....	9
2.3	Torsionstragfähigkeit .....	12
2.3.1	Tragverhalten im Zustand I .....	13
2.3.2	Torsionssteifigkeit im Zustand I .....	17
2.3.3	Tragverhalten Zustand II .....	18
2.3.4	Torsionssteifigkeit im Zustand II.....	26
2.3.5	Bestimmung der rechnerischen Torsionstragfähigkeit .....	29
2.4	Bisherige Untersuchungen an Spannbetonträgern unter M+V+T .....	35
2.4.1	Bestimmung der Tragfähigkeit .....	35
2.4.2	Untersuchung des Abfalls der Torsionssteifigkeit im Zustand II.....	37
2.5	Bisherige Erkenntnisse und offene Fragestellungen.....	39
<b>3</b>	<b>Analytisches Ingenieurmodell zur Nachrechnung von älteren Spannbetonbrücken unter M+V+T</b> .....	<b>41</b>
3.1	Schubtragfähigkeit infolge Querkraft und Torsion.....	42
3.1.1	Allgemeines.....	42
3.1.2	Das Druckbogenmodell für Biegung und Querkraft (DBM).....	43
3.1.3	Das Erweiterte Druckbogenmodell für Biegung und Querkraft (EDBM) .....	43
3.1.4	Anwendung eines zusätzlichen Mindestwerts des Betontraganteils für das (E)DBM.....	44
3.1.5	Weitere Ansätze .....	45
3.2	Torsionstragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung (M+V+T) .....	46

3.2.1	Torsionstragverhalten bei reiner Torsion (T).....	46
3.2.2	Torsionstragverhalten bei kombinierter Beanspruchung (M+V+T) .....	46
3.2.3	Ermittlung der zusätzlichen Bügelbewehrung infolge Torsion.....	47
3.2.4	Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion .....	47
3.3	Repräsentative M/T-Verhältnisse für Plattenbalkenbrücken.....	48
3.3.1	Allgemeines.....	48
3.3.2	Untersuchte Brückenquerschnitte.....	50
3.3.3	Grenzwerte des M/T-Verhältnisses bei Plattenbalkenbrücken .....	52
3.4	Zusammenfassung zum analytischen Ingenieurmodell.....	53
<b>4</b>	<b>Eigene experimentelle Untersuchungen .....</b>	<b>55</b>
4.1	Allgemeines.....	55
4.2	Versuchsprogramm .....	55
4.2.1	Konzept.....	55
4.2.2	Versuchsstand.....	61
4.2.3	Versuchsdurchführung.....	62
4.2.4	Geometrie der Versuchsträger.....	63
4.2.5	Konstruktive Ausbildung der Bügelbewehrung.....	64
4.2.6	Längs- und Bügelbewehrung .....	68
4.3	Vorspannung.....	72
4.4	Messtechnik .....	73
4.4.1	Durchbiegungen und Verdrehungen.....	73
4.4.2	Pressen-, Auflager- und Vorspannkräfte.....	75
4.4.3	Betonstahldehnungen.....	76
4.5	Materialeigenschaften.....	76
4.5.1	Beton.....	76
4.5.2	Betonstahl .....	77
4.5.3	Spannstahl.....	77
4.6	Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen .....	78
4.6.1	Allgemeines.....	78

4.6.2	Versuchstraglasten .....	78
4.6.3	Last-Durchbiegungs-Kurven .....	80
4.6.4	Last-Verdrillungs-Kurven.....	83
4.6.5	Rissbildung.....	85
4.6.6	Stahldehnungen.....	88
4.6.7	Abfall der Torsionssteifigkeit.....	92
4.7	Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen .....	95
4.7.1	Versuchsträger DLT 5 .....	95
4.7.2	Versuchsträger DLT 6 .....	96
4.7.3	Versuchsträger DLT 7 .....	97
4.7.4	Versuchsträger DLT 8 .....	97
4.8	Zusammenfassung zu den experimentellen Untersuchungen.....	98
<b>5</b>	<b>Versuchsnachrechnung und Parameterstudien mit der nichtlinearen FEM .....</b>	<b>101</b>
5.1	Werkstoffverhalten von Beton, Betonstahl und Stahl- bzw. Spannbeton .....	102
5.1.1	Beton.....	102
5.1.2	Betonstahl .....	107
5.1.3	Spannstahl.....	107
5.1.4	Verbundwerkstoff Stahlbeton und Spannbeton.....	108
5.2	Beschreibung des verwendeten Programmsystems .....	112
5.2.1	Materialmodellierung.....	112
5.2.2	Verifikation der implementierten Materialmodelle an Kleinteilversuchen.....	118
5.2.3	Erkenntnisse für die Simulationsberechnungen .....	125
5.3	Numerische Simulationsberechnungen.....	125
5.3.1	Strukturmodellierung.....	126
5.3.2	Nachrechnung der Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung (M+V) .....	128
5.3.3	Nachrechnung der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung (M+V+T) .....	132
5.4	Numerische Parameterstudien.....	139
5.4.1	Einfluss des M/T-Verhältnisses.....	139
5.4.2	Einfluss der Betonzugfestigkeit.....	144

5.4.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Stegbreite .....	145
5.4.4 Einfluss der Druckstrebenneigung.....	148
5.5 Zusammenfassung zu den numerischen Berechnungen .....	150
<b>6 Zur Anwendung des Druckbogenmodells bei zusätzlicher Torsion.....</b>	<b>153</b>
6.1 Einleitung.....	153
6.2 Allgemeines zum Druckbogenmodell bei kombinierter Beanspruchung.....	153
6.3 Dehnungsverteilung im Querschnitt unter M+V+T.....	154
6.4 Vorgehen bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit dem EDBM und zusätzlicher Torsion .....	159
<b>7 Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>161</b>
7.1 Zusammenfassung.....	161
7.2 Ausblick.....	162
<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>165</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>173</b>
<b>Anhang .....</b>	<b>175</b>

## Abkürzungsverzeichnis

B-Bereich	Bernoulli Bereich
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
BPZ	Bruchprozesszone
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
D-Bereich	Diskontinuitätsbereich
DBM	Druckbogenmodell
DIN	Deutsches Institut für Normung
DLT	Durchlaufträger
DMS	Dehnungsmessstreifen
EC	Eurocode
EDBM	Erweitertes Druckbogenmodell
E-Modul	Elastizitätsmodul
EN	Europäische Norm
FB	Fachbericht
FE	Finite-Elemente
FEM	Finite-Elemente-Methode
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
LM	Lastmodell
LS	Laststufe
MCFT	Modified Compression Field Theory
NA	Nationaler Anhang
NRR	Nachrechnungsrichtlinie
RH	Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung
TV	Teilversuch
TS	Tension Stiffening
WA	Wegaufnehmer

## Lateinische Großbuchstaben

$A_c$	Fläche des Betonquerschnitts
$A_k$	Fläche des effektiven Hohlkastenquerschnitts
$A_p$	Querschnittsfläche des Spannstahls
$A_{sl}$	Fläche der Längsbewehrung
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
$E_{cm}$	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekante
$E_{pm}$	Mittlerer Elastizitätsmodul des Spannstahls
$E_{sm}$	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betonstahls

$F$	Einzellast, Kraft
$F_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse des Bauteils
$F_{pd}$	Bemessungswert der Spannstahlkraft
$F_{sd}$	Bemessungswert der Zugkraft der Biegebewehrung aus Betonstahl
$F_{swd}$	Bemessungswert der Zugstrebenkraft in der Bügelbewehrung
$F_{sld}$	Bemessungswert der Zugstrebenkraft in der Längsbewehrung
$F_{u,Exp}$	Experimentell ermittelte Systemtraglast
$F_{u,Sim}$	Systemtraglast einer numerischen Simulation
$G$	Schubmodul
$I_T$	Torsionsträgheitsmoment
$I_y$	Flächenträgheitsmoment
$K$	Torsionssteifigkeit
$M_E$	Einwirkendes Biegemoment
$N$	Normalkraft
$N_{T,Ed}$	äquivalente Längszugkraft aus Torsion
$P$	Vorspannkraft
$P_{m0}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = 0$
$S_y$	statisches Moment
$T$	Torsion
$T_{cr}$	Torsionsrissmoment
$T_{Ed}$	Einwirkendes Torsionsmoment
$T_{St,V}$	St.Venant'scher Torsionsanteil
$T_W$	Wölbkrafttorsionsanteil
$T_{Rd}$	Bemessungswert der Torsionstragfähigkeit
$T_{Rd,sy}$	Bemessungswert der Torsionstragfähigkeit der Bewehrung
$T_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit infolge Torsion
$V$	Querkraft
$V_{Ed}$	einwirkende Schubkraft
$V_{Ed,T}$	einwirkende Schubkraft infolge Torsion
$V_{Ed,V+T}$	einwirkende Schubkraft infolge Querkraft und Torsion
$V_{Rd,c}$	Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung
$V_{Rd,cc}$	Beton­traganteil
$V_{Rd,s}$	Querkraftwiderstand der Schubbewehrung
$V_{Rd,max}$	Betondruckstreben­tragfähigkeit infolge Querkraft
$W_T$	Torsionswiderstandsmoment

## Lateinische Kleinbuchstaben

$a_{sl}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$a_{sw}$	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
$a_{sw,min}$	Mindestquerkraftbewehrung
$b_{eff}$	mitwirkende Breite
$b_f$	Breite Flansch
$b_w$	Stegbreite
$d$	Statische Nutzhöhe
$e$	Exzentrizität
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
$f_{ywd}$	Bemessungswert der Bügeltragfähigkeit
$h$	Höhe eines Querschnitts
$l$	Stützweite
$r$	Radius
$s_w$	Abstand der Bügelbewehrung
$t_{ef}$	effektive Wanddicke des fiktiven Hohlkastens
$u_k$	Umfang des fiktiven Hohlkastenquerschnitts
$\xi$	Hebelarm der inneren Kräfte
$\xi_i$	Höhe der Wand des fiktiven Hohlkastens

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Winkel der Drehung des Koordinatensystems
$\beta_f$	Winkel zwischen Rissneigung und der Bauteilachse
$\beta_z$	Zulässige Spannstahlspannung nach DIN 4227:1953
$\gamma_p$	Teilsicherheitsbeiwert Vorspannung
$\Delta\varepsilon_p$	Dehnungsänderung im Spannglied
$\varepsilon_p^0$	Vordehnung im Spannglied
$\sigma_x$	Spannung in Balkenlängsrichtung
$\theta$	Druckstrebenwinkel
$\mu$	Querdehnzahl
$\nu$	Abminderungsbeiwert für die effektive Stegdruckfestigkeit
$\varrho_{l,vorh}$	vorhandener Längsbewehrungsgrad
$\varrho_w$	Querkraftbewehrungsgrad

$\rho_{w,geo}$	geometrischer Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{w,min}$	Mindestwertquerkraftbewehrungsgrad
$\sigma_{1,2}$	Hauptspannungen
$\sigma_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckspannungen
$\sigma_{pm0}$	Vorspannung nach Ablassen der Presse
$\sigma_{sld}$	Spannungen in der Längsbewehrung
$\sigma_{swd}$	Spannungen in der Bügelbewehrung
$\sigma_z$	Spannung senkrecht zur Balkenlängsrichtung
$\tau_{xz}$	Schubspannung senkrecht zur Balkenlängsachse
$\tau_{max}$	maximale Schubspannung am Querschnittsrand
$\vartheta$	Verdrehung um die Balkenachse
$\vartheta^e$	Verdrillung um die Balkenachse

## Anmerkung

Im Verzeichnis nicht explizit enthaltene Bezeichnungen sind im Text erläutert.

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation und Ausgangslage

Im Brückenbau hat der Spannbetonbau in der Wiederaufbauphase nach dem zweiten Weltkrieg in Deutschland seit Beginn der 50er Jahre auf Grund seiner wirtschaftlichen Vorteile eine führende Stellung eingenommen. Mit den seinerzeit entwickelten Bauverfahren konnten schon in den Anfängen große Spannweiten und beliebige Querschnittsformen realisiert werden. Daher wurden vor allem in den 60er und 70er Jahren zahlreiche Brücken in Spannbetonbauweise hergestellt (Bild 1-1). Diese Bauwerke wurden für Lastannahmen nach Normen bemessen, die für die damalige Zeit den Verkehrslasten und Grundsätzen für die Bemessung und Konstruktion von Spannbetonbrücken entsprachen. Die Weiterentwicklung der Vorschriften für Bemessung und Konstruktion einerseits und die signifikant angestiegenen Verkehrslasten andererseits, insbesondere der Schwerverkehr, führen bei einer großen Anzahl an Spannbetonbrücken zu einem rechnerischen Defizit bei einem Nachweis der Tragfähigkeit nach heutigem Stand der Technik [86]. Dieses rechnerische Defizit betrifft unter anderem die Nachweise der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit. Dabei stellt sich häufig die Frage, wie diese rechnerischen Defizite zu bewerten sind, da speziell was den Nachweis der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit angeht, bis dato keine entsprechenden Versagensfälle an Spannbetonbrücken bekannt sind.

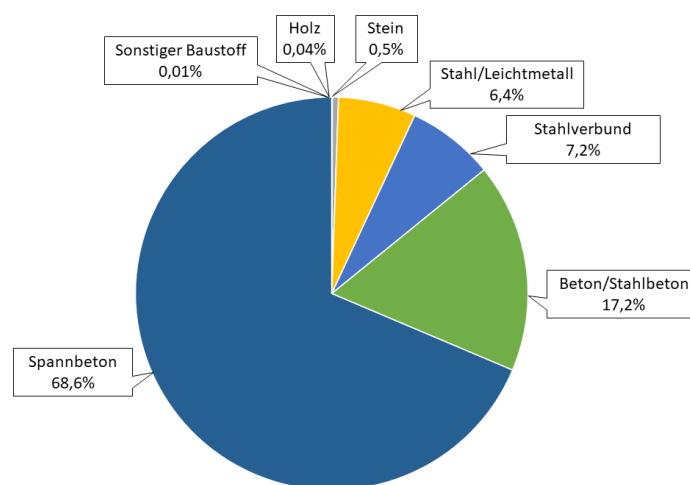


Bild 1-1: Baustoffe der Brücken der Bundesfernstraßen – Anteil der Brückenfläche (BASt) aus [8]

Die normgemäßen Nachweisformate für Neubauten, nach denen Spannbetonbrücken bemessen werden, können stets nur eine Näherung mit Idealisierung und Vereinfachung des tatsächlichen Tragverhaltens darstellen, um sie für die baupraktische Anwendung ausreichend einfach und händelbar zu machen. Vor diesem Hintergrund stellt sich im Zuge der Beurteilung von Spannbetonbrücken auf Grundlage einer Nachrechnung die Frage, ob bisher vernachlässigte Traganteile als Tragreserven existieren, die bei der derzeitigen Nachweisführung nicht oder nur unzureichend berücksichtigt werden.

Darauf aufbauend können auch im Sinne der Nachhaltigkeit genauere Nachweisverfahren für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken entwickelt werden, um kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen oder Neubauten zu vermeiden und Ressourcen zu sparen.

Zu diesem Zweck wurde 2011 die Nachrechnungsrichtlinie (NRR) erstellt, die es ermöglicht, auf Basis genauerer Nachweisverfahren eine Beurteilung von bestehenden Spannbetonbrücken durchzuführen. Im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie können Spannbetonbrücken auf der Basis von vier Stufen nachgerechnet werden. In Stufe 1 erfolgt eine Nachrechnung auf Basis der derzeit gültigen Nachweisverfahren (DIN- Fachbericht 102), um Defizite nach heutigem Stand aufzudecken. In Stufe 2 werden erweiterte Nachweisverfahren zugelassen, die eine genauere Ermittlung der Tragfähigkeit ermöglichen. Stufe 3 lässt unter anderem die Prüfung von Baustoffproben am Bauwerk zur genaueren Ermittlung der Materialfestigkeiten zu und in Stufe 4 erfolgt die Nachrechnung auf Basis wissenschaftlicher Verfahren, die nicht selten Gegenstand der aktuellen Forschung sind.

Während zur Querkrafttragfähigkeit seit Beginn der Nachrechnung von Spannbetonbrücken nach NRR inzwischen eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen, Forschungsvorhaben und daraus abgeleitete Ansätze zum Nachweis einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit in Rahmen der Stufe 2 und 4 zur Verfügung stehen, wird der Nachweis einer ausreichenden Torsionstragfähigkeit weiterhin auf Grundlage der ursprünglichen Nachweisformate nach DIN-Fachbericht 102 geführt. Dabei ist jedoch nicht selten sowohl der Nachweis der Torsionslängs- als auch der Torsionsbügelbewehrung nicht erfüllt, insbesondere dann, wenn bereits ein Querkraftdefizit vorliegt. Das mechanische Modell für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit basiert auf einem räumlichen Fachwerkmodell mit Ersatzhohlkasten, welches erstmals von *Rausch* [91] vorgeschlagen, von *Lampert/Thürlimann* [63] weiterentwickelt und bis zum heutigen Tag in modifizierter Form in der Norm enthalten ist. Der Nachweis der Torsionstragfähigkeit erfolgt getrennt für die Torsionslängs- und Bügelbewehrung. Gleichzeitig muss eine ausreichende Betondruckstreben-tragfähigkeit nachgewiesen werden. Die Kalibrierung dieses Nachweisverfahrens beruht noch auf teils kleinmaßstäblichen Versuchen, die von *Leonhardt/Schelling* [69] seinerzeit unter reiner Torsionsbeanspruchung unter Einzellasten und hauptsächlich an Einfeldträgern durchgeführt wurden. Bei realen Brückentragwerken können die Parameter von den kleinen Versuchsbauteilen deutlich abweichen. Zudem sind die Brückentragwerke durch eine Kombination aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion infolge Streckenlasten beansprucht, was zu signifikanten Unterschieden hinsichtlich des Tragverhaltens führen kann. So besteht bei einer kombinierten Beanspruchung aus überwiegender Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion beispielsweise immer eine ungerissene Druckzone, da die Biegebeanspruchung bei Spannbetonbrücken in der Regel überwiegt. Eine genauere Betrachtung des Torsionstragverhaltens unter Berücksichtigung einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion in Anlehnung an die Beanspruchung realer Spannbetonbrücken erscheint daher zweckmäßig, um daraus verfeinerte Bemessungsansätze für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit von Spannbetonbrücken unter einer kombinierten Beanspruchung (M+V+T) abzuleiten.

Da eine Betrachtung des Tragverhaltens bis zum Bruchzustand an realen Spannbetonbrücken in der Regel nicht möglich ist, werden zu diesem Zweck möglichst großformatige experimentelle Versuche an Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion durchgeführt, anhand derer das Tragverhalten detailliert analysiert werden kann. Die Versuchsträger, die die Hauptträger einer Spannbeton-Plattenbalkenbrücke abbilden, können nicht nur bis zum Bruch belastet, sondern zusätzlich mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet werden. Diese Messtechnik und die daraus folgenden Auswertungen ermöglichen einen Einblick in die inneren Tragmechanismen und die Verteilung der Steifigkeiten am Bauteil. Da experimentelle Untersuchungen auf Grund der hohen Kosten und der benötigten Zeit jedoch immer nur in begrenztem Umfang und mit begrenzter Parametervariation realisiert werden können, sind darüber hinaus nichtlineare FE-Simulationen für weiterführende Parametervariationen und zur Kalibrierung sinnvoll.

## 1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Torsionstragfähigkeit der Längsträger von Spannbetonbrücken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion im Kontext der Nachrechnung von älteren Spannbetonbrücken gemäß NRR. Grundlage für die Untersuchungen bildet ein analytischer Ansatz als Näherungsverfahren zur genaueren Ermittlung der Torsionstragfähigkeit von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion, der über ein Versuchsprogramm an großformatigen Spannbetondurchlaufträgern verifiziert wird. Das Versuchsprogramm wurde im Rahmen mehrerer Forschungsvorhaben an der TU Dortmund in Kooperation mit der RWTH Aachen und der TU München von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) beauftragt [43–46], [100].

Ziel dieser Arbeit ist die genaue Analyse des Torsionstragverhaltens von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion hinsichtlich der Bemessung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung sowie des Verformungsverhaltens. Das umfangreiche Versuchsprogramm bildet hierfür eine erweiterte Datenbasis, da bisher national und international nur sehr wenige Versuche unter kombinierter Beanspruchung an Spannbetonträgern und noch weniger an Durchlaufträgern existieren. Dabei wird insbesondere der Abfall der Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung im Zustand II detailliert untersucht, um die bisherigen Annahmen und pauschalen Abminderungen der Torsionssteifigkeit, die für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit gelten, zu validieren.

Darüber hinaus existieren bei Spannbetonbrücken häufig von dem derzeit gültigen deutschen nationalen Anhang zu *DIN EN 1992-2 + NAD* [24], abweichende konstruktive Ausbildungen der Bügel bei Torsion. Auch diese abweichenden Bügelformen werden im Zuge der experimentellen Untersuchungen aufgegriffen und untersucht, um die Anwendung erweiterter Konstruktionsregeln, die in anderen europäischen Ländern zulässig sind, auch in Deutschland zu ermöglichen.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel. Nach der Einleitung in **Kapitel 1** werden in **Kapitel 2** die Grundlagen der Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern vorgestellt. Dabei wird unterschieden

zwischen der Querkrafttragfähigkeit, die hier, da an anderen Stellen bereits sehr umfangreich behandelt, nur insoweit thematisiert wird, als sie für die vorgelegte Arbeit relevant ist, und der Torsionstragfähigkeit, auf die detaillierter eingegangen wird. Weiterhin werden bereits vorhandene experimentelle und theoretische Arbeiten zu Spannbetontträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion beschrieben. Die daraus gezogenen Erkenntnisse und offenen Fragestellungen bilden die Basis, um die Herleitung des analytischen Modells zur Nachrechnung von Spannbetontträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion herauszuarbeiten. In **Kapitel 3** wird das analytische Modell des Näherungsverfahrens vorgestellt, das später in **Kapitel 4** im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an großformatigen Spannbetondurchlaufträgern verifiziert wird.

In **Kapitel 5** wird das experimentelle Versuchsprogramm durch nichtlineare FE-Simulationen der Versuchsträger mit dem Programmsystem ATENA von Cervenka Consulting ergänzt. Anhand der Versuchsträger mit bekannter Versuchstraglast kann eine genaue Kalibrierung des FE-Modells und der programmspezifischen Parameter erfolgen, um im Anschluss die im Versuch nicht variierten Parameter im Rahmen einer Sensitivitätsstudie zu untersuchen.

In **Kapitel 6** werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 4 sowie die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie aus Kapitel 5 auf die Anwendung des Erweiterten Druckbogenmodells (EDBM) bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Zuge einer Brückennachrechnung gemäß NRR übertragen. Dabei wird vertieft auf die mechanischen Zusammenhänge hinsichtlich der zusätzlichen Torsionslängszugkraft beim Näherungsverfahren eingegangen.

Im Rahmen der Zusammenfassung in **Kapitel 7** werden die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit hinsichtlich des Tragverhaltens von Spannbetontträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion dargestellt. Diese haben ihren Niederschlag in der zweiten Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie gefunden. Darüber hinaus werden offene Fragestellungen, aus denen sich weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der Torsionstragfähigkeit von Spannbetontträgern unter kombinierter Beanspruchung ableiten lässt, in einem Ausblick formuliert.

# 2 Stand des Wissens zur Schubtragfähigkeit

## 2.1 Allgemeines

Zum Thema der Schubtragfähigkeit, insbesondere im Kontext der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern, sind in den letzten Jahren im Zuge der vermehrten Forschung zum Thema der Brückennachrechnung zahlreiche Modellansätze entstanden. Hierunter sind im deutschsprachigen Raum vor allem die Arbeiten von *Herbrand* [47], *Huber* [52] und *Gleich* [40] zu nennen, deren Ansätze in Stufe 2 und Stufe 4 der NRR implementiert sind oder im Zuge der Fortschreibung implementiert werden. Der Fokus der nachfolgenden Betrachtungen liegt in der vorliegenden Arbeit auf der Schubtragfähigkeit bei zusätzlicher Torsion. Auf die Ermittlung der reinen Querkrafttragfähigkeit wird daher nur insoweit eingegangen, wie es für die nachfolgende Betrachtung unter einer kombinierten Beanspruchung erforderlich ist. Dabei werden zunächst die zugrundeliegenden Modellvorstellungen erläutert und die für diese Arbeit wesentlichen Ansätze vorgestellt.

Bei der anschließenden Zusammenfassung der Nachweisverfahren gilt es grundsätzlich zwischen dem Neubau und der Betrachtung bestehender Bauwerke durch eine Nachrechnung zu unterscheiden. Die Bemessung für Brückenneubauten auf Grundlage des idealisierten Fachwerkmodells nach *DIN EN 1992-2* [23] mit zugehörigem *DIN EN 1992-2/NA* [24] führt im Allgemeinen zu robusten und duktilen Tragwerken, die eine große Sicherheit gegen Schubversagen aufweisen. Bei der Bewertung bestehender Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung liegt stets die Nachrechnungsrichtlinie (NRR) mit normativem Bezug zum *DIN-Fachbericht 102* [30] zugrunde. Die NRR lässt erweiterte Nachweisverfahren zur genaueren Tragfähigkeitsermittlung in der entsprechenden Nachrechnungsstufe zu.

## 2.2 Querkrafttragfähigkeit

### 2.2.1 Tragverhalten im Zustand I

In ungerissenen Querschnitten kann die Querkrafttragfähigkeit unter der Voraussetzung eines unbegrenzten linear-elastischen Materialverhaltens mit Hilfe der Balkentheorie der technischen Biegelehre beschrieben werden. Aus den in Bild 2-1 einwirkenden Kräften am Einfeldträger als Einzel- bzw. Streckenlasten resultieren über die Längsachse veränderliche Biegemomente  $M(x)$  und als deren erste Ableitung Querkräfte  $V(x) = dM(x)/dx$  [38], [116].

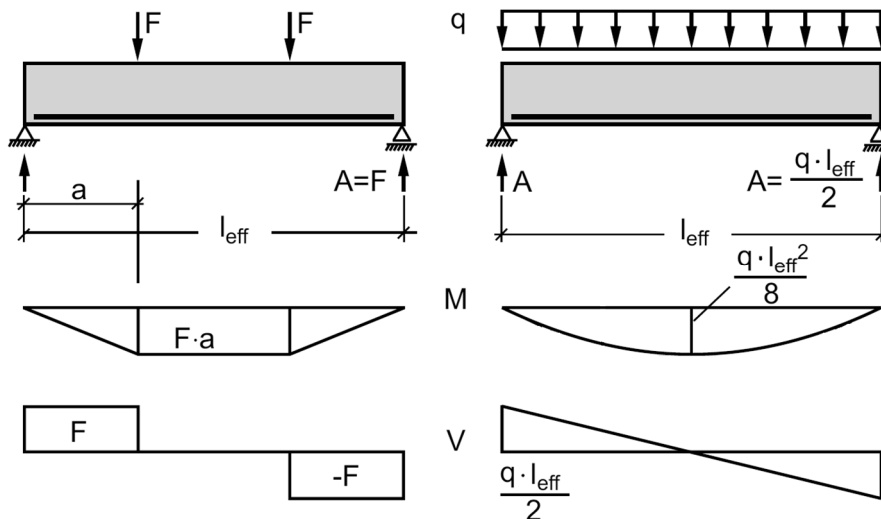


Bild 2-1: Schnittgrößen am Einfeldträger aus [116]

Infolge dieser Querkräfte entstehen im Steg zusätzlich zu den Längsspannungen  $\sigma_x$  aus Biegung, Schubspannungen  $\tau_{xz}$ . Für den ungerissenen Steg aus homogenem, isotropem Material können die Längsspannungen  $\sigma_x$  im Bauteil nach Gleichung (2-1) berechnet werden.

$$\sigma_x = \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} \cdot z \quad (2-1)$$

Im Bereich mit Querkraftbeanspruchung werden die Schubspannungen  $\tau_{xz}$  nach Gleichung (2-2) berechnet.

$$\tau_{xz} = V_z \cdot \frac{S_y(z)}{I_y \cdot b(z)} \quad \text{mit } S_y(z) = \int_{z=z_0}^z z \cdot b \cdot dz \quad (2-2)$$

Die Schubspannungen stellen dabei nach *Leonhardt* [68] lediglich eine mathematische Rechengröße dar, die sich aus der Drehung des Koordinatensystems um den Winkel  $\alpha'$  ergeben. Daher kann man die bekannten Gleichungen der sich kreuzenden Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  aus den Längs- und Schubspannungen nach Gleichung (2-3) berechnen:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2}{4} + \tau_{x,z}^2} = \quad (2-3)$$

Spannungen senkrecht zur Stabachse werden dabei in B-Bereichen vernachlässigt (Gl. (2-4)):

$$\sigma_z \approx 0 \quad (2-4)$$

Die Hauptspannungen ergeben sich dementsprechend nach Gleichung (2-5) zu:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{x,z}^2} \quad (2-5)$$

Die Neigung der Hauptspannungen gegen die Trägerlängsachse  $\alpha'$  ergibt sich aus Gleichung (2-6).

$$\alpha' = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2\tau_{xz}}{\sigma_x}\right) \quad (2-6)$$

Wie in Bild 2-2 dargestellt entsteht ein System von Hauptzug- und Hauptdruckspannungen über die gesamte Querschnittshöhe, deren Neigung maximal  $45^\circ$  bzw.  $135^\circ$  gegen die Stabachse beträgt. Da Risse in Querschnitten senkrecht zu den Hauptzugspannungen verlaufen, entstehen durch die Neigung der Hauptspannungen Risse im Querschnitt, die nicht senkrecht zur Bauteilachse verlaufen, sogenannte schräg verlaufende Schubrisse.

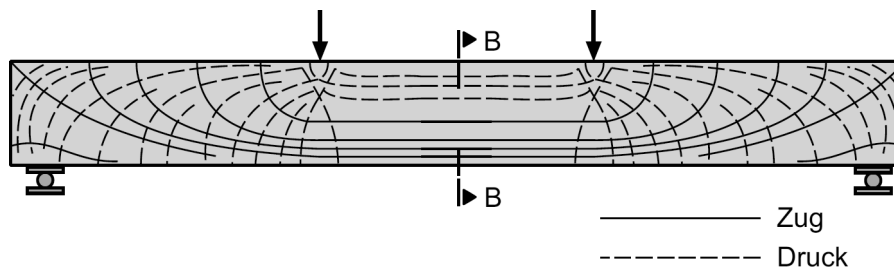


Bild 2-2: Verlauf der Hauptspannungstrajektorien (Zustand I) aus [116]

### 2.2.2 Tragverhalten im Zustand II

Das Tragverhalten von Balken unter Biegung und Querkraft im gerissenen Zustand II wird unterteilt in Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung und Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung. Während bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit durch die Zugfestigkeit des Betons, die Rissverzahnung, die ungerissene Biegedruckzone sowie die Dübelwirkung der Längsbewehrung bestimmt wird, stellt sich bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung eine Tragwirkung ein, die mit einem idealisierten Fachwerk beschrieben werden kann. Durch die Querkraftbewehrung wird eine entsprechende Schubrissöffnung verhindert, wodurch die Tragfähigkeit deutlich gesteigert und ein sprödes Versagen verhindert wird.

Einflüsse auf die Tragfähigkeit haben bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zusätzlich die Schubschlankheit, wie beispielsweise *Kani* [55] in seiner Arbeit belegt hat, sowie der Maßstabeffekt. Der Maßstabeffekt, bei der die an Balken ohne Querkraftbewehrung ermittelte Bruchlast nur unterproportional mit  $d$  anstieg, wie in der Versuchsreihe von *Leonhardt/Walther* [70] gezeigt, wurde später von *Zink* [117] in seinem Modell mit der sogenannten Bruchprozesszone (BPZ) abgebildet.

Die wesentlichen Traganteile, die bei einer Querkraftbeanspruchung aktiviert werden, können wie folgt zusammengefasst werden:

- Traganteil der ungerissenen Betondruckzone
- Kraftübertragung durch Rissverzahnung
- Zugspannungen in der Rissprozesszone
- Dübelwirkung der Längsbewehrung
- Vorspannwirkung
- Querkraftbewehrung

Je nach Modellvorstellung findet eine unterschiedliche Gewichtung der einzelnen Traganteile zueinander statt. Diese Gewichtung kann sich zudem mit dem Beanspruchungsniveau ändern. Ebenso resultiert ein Einfluss aus dem Lastbild. Aufgrund der hohen Komplexität des Querkrafttragverhaltens, bei dem sich die einzelnen Tragmechanismen teilweise gegenseitig beeinflussen, gibt es daher trotz jahrzehntelanger Forschung zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken keine einheitliche Modellvorstellung und die Diskussionen hinsichtlich der Wirkung der unterschiedlichen Traganteile bzw. Tragmechanismen dauern an. Aus diesem Grund existieren sowohl bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit für nicht-querkraftbewehrte als auch für querkraftbewehrte Spannbetonbalken unterschiedliche Modellvorstellungen, die fast alle auf der Auswertung groß angelegter Versuchsreihen basieren und jeweils unterschiedliche Traganteile in die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit mit einbeziehen. An dieser Stelle werden die unterschiedlichen Modellvorstellungen aufgelistet und für detaillierte Einblicke mit entsprechenden Literaturverweisen versehen.

Modellvorstellungen:

- Fachwerkmodelle (*Mörsch* [83], *Leonhardt* [67])
- Kamm- und Zahnmodelle (*Kani* [55], *Fenwick/Paulay* [35], *Reineck* [94])
- Bogen- und Sprengwerkmodelle (*Choi* [15], *Marí* [74], *Cladera* [16], *Herbrand* [47])
- Empirische Modelle (*Kordina/Hegger* [60])
- Bruchmechanische Modelle (*Hillerborg* [49], *Bazant* [3])
- Plastizitätstheorie (*Muttoni* [85])
- Zusätzliche Berücksichtigung der Längsdehnungen (*Vecchio/Collins* [106])

Die derzeit in Deutschland gebräuchlichste Modellvorstellung basiert auf dem ursprünglichen Fachwerkmodell von *Mörsch* [83] aus dem Jahr 1908, bei dem nach Schubrissbildung eine Umlagerung der inneren Kräfte auf die Betondruckstreben zwischen den Rissen und die Querkraftbewehrung stattfindet. Diese Modellvorstellung wurde später von *Leonhardt* [67] als erweiterte Fachwerkanalogie weiterentwickelt. Derzeit wird das Fachwerkmodell mit Rissreibung von *Reineck* [94] sowohl für die Bemessung von Brückenneubauten in der DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA als auch als Bezug für die Nachrechnung in der Stufe 1 auf Grundlage des DIN-Fachberichtes 102 angewendet.

### 2.2.3 Bemessung bei Querkraft nach DIN EN 1992-2 mit NA

Das derzeit gültige Nachweisformat im deutschen NA basiert auf dem Fachwerkmodell mit Rissreibung nach *Reineck* [94] und gliedert sich in den Nachweis von nicht-querkraftbewehrten Bauteilen und querkraftbewehrten Bauteilen.

Da Hauptträger von Spannbetonbrücken auf Grund ihrer Geometrie und Beanspruchung zu den Bauteilen zählen, die mit Querkraftbewehrung ausgeführt werden, wird an dieser Stelle insbesondere auf den Nachweis von querkraftbewehrten Bauteilen eingegangen und der Nachweis von nicht-querkraftbewehrten Bauteilen nur kurz angerissen.

Grundsätzlich sind bei dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils nach [38] folgende Werte zu bestimmen:

- Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$
- Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung  $V_{Rd,c}$

Wenn  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ :

- Druckstrebenneigung  $\theta$  für das Fachwerkmodell von Bauteilen mit Schubbewehrung
- Querkraftwiderstände, die durch die Schubbewehrung  $V_{Rd,s}$  und die Betondruckstrebe  $V_{Rd,max}$  begrenzt werden

#### Bemessungswert der Beanspruchung $V_{Ed}$

Maßgebend für die Ermittlung des Bemessungswertes der einwirkenden Querkraft sind alle Vertikalkomponenten des Druck- und Zuggurtes im Querschnitt (Bild 2-3) gemäß Gleichung (2-7):

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd} \quad (2-7)$$

mit  $V_{Ed0}$  Grundbemessungswert aus der Belastung  
und den Widerständen:

- $V_{ccd}$  Querkraftkomponente der geneigten Druckzone
- $V_{td}$  Querkraftkomponente der Stahlzugkraft
- $V_{pd}$  Querkraftkomponente aus dem geneigten Spannglied

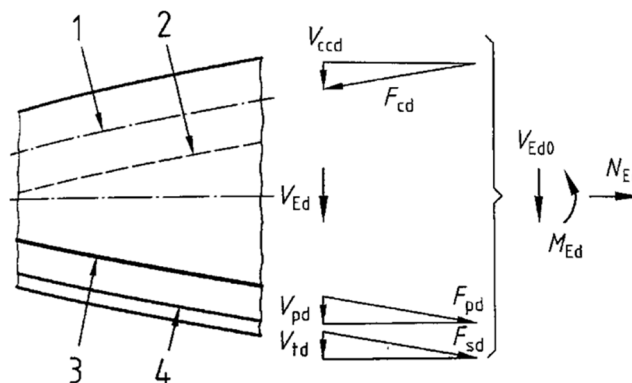


Bild 2-3: Querkrafttraganteile aus [38]

Die Querkraftkomponente des geneigten Spanngliedes wird dabei, wie in Bild 2-3 dargestellt, nach Gleichung (2-8) ermittelt:

$$V_{pd} = +P_{mt} \cdot \sin \vartheta \cdot \gamma_p \quad (2-8)$$

mit  $P_{mt}$  Mittelwert der Vorspannkraft ( $\gamma_p = 1,0$ )

Während für die Bemessung der Querkraftbewehrung die Wirkung aus einer günstigen Neigung  $\vartheta$  des Spanngliedes für die Querkraft im Abstand  $d$  vom Auflager berücksichtigt werden darf, ist für den Nachweis der Druckstreben direkt am Auflagerrand keine Berücksichtigung einer günstigen Wirkung aus der Vorspannung zulässig.

### Tragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung DIN EN 1992-2 mit NA

Für Balken ohne Querkraftbewehrung ist nach DIN EN 1992-2 mit NA nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft geringer ist als der Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung (Gleichung (2-9)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2-9)$$

Für vorgespannte Balken beträgt die rechnerische Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (2-10):

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2-10)$$

$$\text{mit } C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k_1 = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{d \cdot b_w} \leq 0,02$$

Dabei gilt der Mindestwert nach Gleichung (2-11) von:

$$V_{Rd,c,min} = [\eta_1 \cdot v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (2-11)$$

$$\text{mit } v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$$

$$\kappa_1 = 0,0525 \text{ für } d \leq 600 \text{ mm (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)}$$

$$\kappa_1 = 0,0375 \text{ für } d \geq 800 \text{ mm}$$

Für den Fall, dass der Nachweis nicht eingehalten ist, ist zwingend eine Schubbewehrung einzubauen. Diese ist entsprechend dem folgenden Nachweisformat für Balken mit Querkraftbewehrung zu bestimmen.

### Tragfähigkeit bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992- 2 mit NA

Für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist nach DIN EN 1992-2 mit NA nachzuweisen, dass sowohl die durch die Schubbewehrung, als auch die Druckstreben­tragfähigkeit begrenzte Tragfähigkeit, größer ist als die einwirkende Querkraft im jeweiligen Bemessungsschnitt (Gleichung (2-12)).

$$V_{Ed} \leq \begin{cases} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{cases} \quad (2-12)$$

Grundlage hierfür stellt das Fachwerkmodell mit variabler Druckstreben­neigung  $\theta$  dar, die frei im Rahmen der zulässigen Grenzen nach Gleichung (2-13) gewählt werden kann:

$$1,0 \leq \cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 1,75 \quad (2-13)$$

Der Beton­traganteil wird nach Gleichung (2-14) bestimmt:

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (2-14)$$

mit  $c = 0,5$

Dabei gilt, dass je größer  $\cot \theta$  ist, also je kleiner der Winkel  $\theta$ , desto weniger Schubbewehrung ist erforderlich. In [38] wird diesbezüglich jedoch angemerkt, dass die wirtschaftliche Auslegung mit dem größtmöglichen  $\cot \theta$  in DIN EN 1992-2 mit NA auf 1,75 (30°) begrenzt wurde gegenüber DIN EN 1992-1-1 mit einem größtmöglichen  $\cot \theta$  von 3,0 (18°), um für Brücken­neubauten eine robustere Auslegung des Tragwerks gegen Schub zu erreichen.

Die Bügel­tragfähigkeit ergibt sich mit dem zuvor ermittelten Druckstreben­neigungswinkel nach Gleichung (2-15):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2-15)$$

Die Druckstreben­tragfähigkeit ergibt sich nach Gleichung (2-16) zu:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2-16)$$

mit  $\alpha_{cw} = 1,0$

$v_1 = 0,75$

### Mindestquerkraftbewehrung nach DIN EN 1992-2 mit NA

Darüber hinaus ist in DIN EN 1992-2 mit NA geregelt, dass bei Balken zur Vermeidung eines spröden Schubversagens bei Erstrissbildung ohne Vorankündigung eine Mindestbewehrung, die die Schubrislast des Betonquerschnitts abdeckt, eingebaut werden muss. Dabei wird unterschieden zwischen allgemeinen Querschnitten und gegliederten Querschnitten mit vorgespanntem Zuggurt, da diese eine signifikant höhere Schubrislast aufweisen und die Mindestschubbewehrung daher mit dem Faktor 1,6 erhöht werden muss [36].

Der Mindestwert der Querkraftbewehrung ergibt sich für Brückenneubauten nach Gleichung (2-17) zu:

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad (2-17)$$

$$\text{mit } \rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min}$$

$$\rho_{min} = 1,0 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \text{ (allgemein)}$$

$$\rho_{min} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \text{ (gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt)}$$

Bei älteren Bestandsbrücken aus der Anfangszeit ist diese Mindestquerkraftbewehrung nicht vorhanden. Zudem erfolgte die Bemessung der Querkraftbewehrung nach dem Hauptzugspannungskriterium.

### 2.3 Torsionstragfähigkeit

Torsion wird durch die Verdrillung eines Stabes um seinen Schubmittelpunkt in Längsrichtung hervorgerufen. Diese Torsionsbeanspruchung kann in Folge eines äußeren Torsionsmoments auftreten oder durch eine zum Schubmittelpunkt exzentrisch angreifende Last. In Folge dieser Verdrillung entlang der Längsachse des Stabes können im Querschnitt sowohl Längs- als auch Schubspannungen entstehen.

Durch die Verdrillung des Stabes können je nach Querschnittsform Verwölbungen der Querschnittsfläche auftreten oder nicht (Bild 2-4). Als wölbfreie Querschnitte gelten grundsätzlich alle Kreisvoll- und Kreisringquerschnitte sowie Querschnitte, deren Wirkungslinien sich im Schubmittelpunkt schneiden. Alle anderen Querschnitte werden als nicht-wölbfreie Querschnitte betrachtet, in denen neben Torsionsschubspannungen auch Torsionslängsspannungen infolge einer möglichen Behinderung der Querschnittsverwölbung (Lagerung, Lasteinleitung, Änderung der Torsionsbeanspruchung) entstehen können.

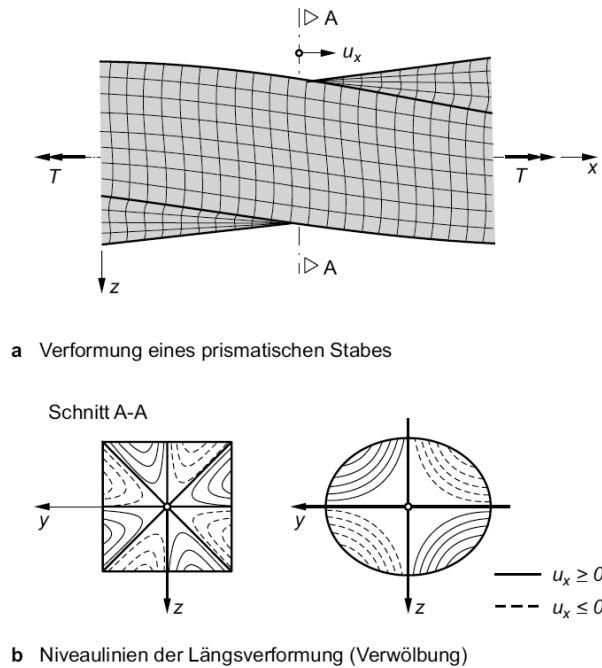


Bild 2-4: Verwölbung tordierter Querschnitte aus [116]

Dabei wird bei der Torsionsbeanspruchung grundsätzlich unterschieden zwischen einer sogenannten Gleichgewichtstorsion und der sogenannten Verträglichkeitstorsion. Während die Gleichgewichtstorsion zwingend für die Aufrechterhaltung des statischen Gleichgewichts erforderlich ist und somit einen Nachweis der Torsionstragfähigkeit und die Bestimmung einer statisch erforderlichen Bügel- und Längsbewehrung erfordert, resultiert die Verträglichkeitstorsion aus einer Verformungsbehinderung, die für das statische Gleichgewicht nicht relevant ist. Hier wird die Verformungsbehinderung durch die Reduktion der Torsionssteifigkeit im gerissenen Zustand II abgebaut. Allerdings kann die Schnittgrößenverteilung, beispielsweise einer Spannbeton-Plattenbalkenbrücke, stark von der angesetzten Torsionssteifigkeit beeinflusst werden und ist somit für die Belange der Brückennachrechnung ebenfalls von entscheidender Bedeutung. Nach dem derzeit gültigen Nachweisformat der Nachrechnungsrichtlinie, die *DIN-Fachbericht 102* [30] normativ in Bezug nimmt, ist für die Torsionsbeanspruchung ein Torsionsnachweis zu führen, wenn die Schnittgrößenverteilung von der angesetzten Torsionssteifigkeit beeinflusst wird (siehe DIN-Fachbericht Abs. 4.3.3.1 (1) P).

### 2.3.1 Tragverhalten im Zustand I

Das Torsionstragverhalten im ungerissenen Zustand I kann näherungsweise auf Grundlage der Elastizitätstheorie beschrieben werden. Erste Ansätze zur Beschreibung des Torsionstragverhaltens nach Elastizitätstheorie wurden von *Coulomb* [20] im Rahmen seiner Untersuchungen an kreisförmigen Querschnitten unter der Annahme, dass keine Verwölbung auftritt, angestellt. Später versuchte *Navier* [87] diese für den Kreisquerschnitt hergeleiteten Gleichungen allgemeingültig zu formulieren, was jedoch auf Grund seiner Annahme der Wölbfreiheit nicht vollständig gelang.

### Saint-Venantsche Torsion

Erst Saint-Venant ist es später gelungen, eine allgemeingültige Formulierung zu finden, indem er eine Querschnittsverwölbung zuließ. Dabei beschreibt *Prof. Oettel* [88], dass die Größe der Querschnittsverwölbung eine untergeordnete Rolle bei der Saint-Venant'schen Torsionstheorie spielt, solange sie sich frei einstellen kann. Dementsprechend beschreibt die Saint-Venant'sche Torsion auch einen Zustand reiner Schubspannungen infolge Torsion im Querschnitt und wird als „reine Torsion“ bezeichnet. Saint-Venant erkannte erstmals, dass sich in geschlossenen Hohlquerschnitten und dickwandigen Kompaktquerschnitten ein umlaufender Schubfluss einstellt (Bild 2-5).

Die mathematische Lösung der Differentialgleichungen im Rahmen der Torsionstheorie nach Saint-Venant sind sehr komplex und wurden durch eine Reihe von Analogien zu der zugrundeliegenden Verwölbungsfunktion, Spannungsfunktion oder Torsionsfunktion veranschaulicht. Hierunter sind die Nadai'sche Sandhügel-Analogie, die Pradt'sche Membran-Analogie oder die Thomson'sche Strömungs-Analogie zu nennen, mit denen der Verlauf und die Größe der Schubspannung bestimmt werden können.

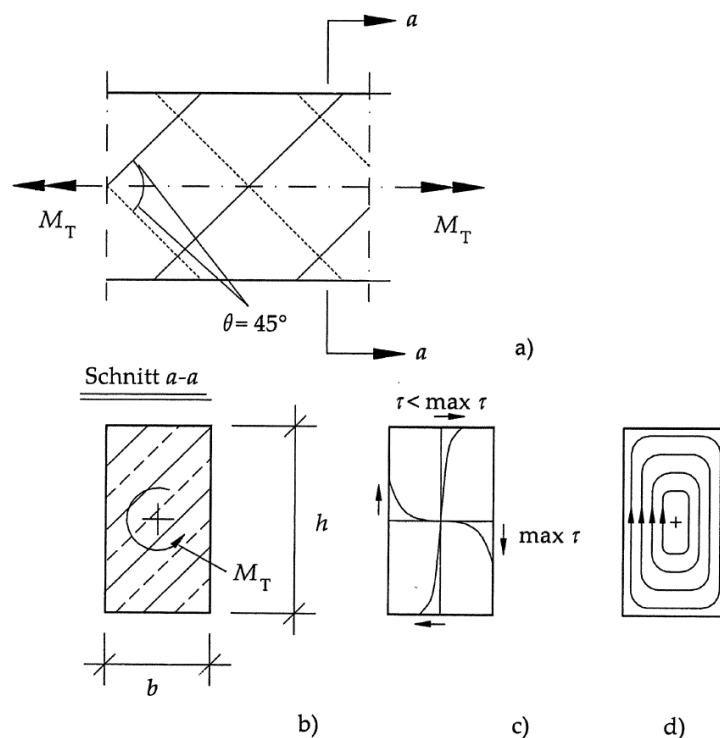


Bild 2-5: Schubfluss im Zustand I aus [37]: a) Neigung der Zugstreben in Torsionsbeanspruchung, b) Schnitt a-a des rechteckigen Stahlbetonquerschnitts, c) Schubspannungen im massiven Rechteckquerschnitt, d) Verlauf des Schubflusses infolge einer Torsionsbeanspruchung

### Bredt'sche Torsionstheorie

Zur Vereinfachung der oben beschriebenen, komplexen mathematischen Differentialgleichungen vereinfachte *Bredt* [7] die nach Saint-Venant'sche Torsion zugrundeliegenden Formeln für dünnwandige Querschnitte, indem er von einer konstanten Steigung der Spannungsfunktion  $F$  über die Wanddicke des Querschnitts ausging [88]. Wie *Prof. Oettel* in seiner Dissertation erläutert, resultiert in der Folge eine über die Wanddicke  $t$  konstante Torsionsschubspannung, welche zu einem konstanten umlaufenden Schubfluss zusammengefasst werden kann. Durch Definition einer eingeschlossenen Kernquerschnittsfläche  $A_k$  ergeben sich die in der Literatur als „1. Bredt'sche Formel“ (Gleichung (2-17)) und „2. Bredt'sche Formel“ (Gleichung (2-18)) bekannten Gleichungen.

$$v = \frac{T}{2 \cdot A_k} \quad (2-18)$$

$$\tau = \frac{T}{G \cdot \left(4 \cdot A_k^2 / \oint \frac{ds}{t}\right)} \quad (2-19)$$

### Wölbkrafttorsion

Grundsätzlich setzt sich die Torsionsbeanspruchung auf einen Querschnitt immer aus einem Anteil aus Saint-Venant'scher Torsion und einem Anteil aus Wölbkrafttorsion zusammen. Die Gewichtung ist abhängig vom jeweiligen Querschnitt.

Im Spannbetonbau und insbesondere im Brückenbau werden vornehmlich Voll- oder Hohlkastenquerschnitte mit einer hohen Torsionssteifigkeit verwendet, bei denen der Anteil der Wölbspannungen im Vergleich zu den Schubspannungen aus Saint-Venant'scher Torsion vernachlässigbar klein ist. Daher werden diese Querschnitte in der Regel auf Grundlage der Theorie nach Saint-Venant bemessen.

Bei nicht-wölbfreien Querschnitten, wie z.B. den offenen Querschnitten wie in Bild 2-6 dargestellt, oder zweistegigen Plattenbalkenbrücken stellt die Wölbkrafttorsion die vorherrschende Tragwirkung dar und darf daher nicht vernachlässigt werden. Bei diesen Querschnitten wird die Wölbkrafttorsion im Wesentlichen über die unterschiedliche Steg- und Flanschbiegung berücksichtigt und dadurch auf eine Bemessung für Biegung und Querkraft zurückgeführt [116]. Bei Plattenbalkenbrücken, die als Trägerrost berechnet werden, führt die Querverteilung zu einer unterschiedlichen Stegbiegung, was der Wölbkrafttorsion entspricht.

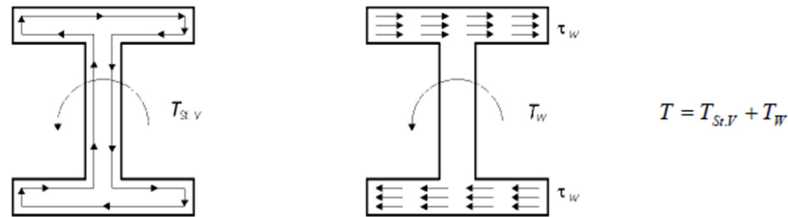


Bild 2-6: Unterschiedlicher Schubfluss bei Saint Venant'scher und Wölbkrafttorsion aus [77]

### Grundlegende mechanische Zusammenhänge bei reiner Torsion im Zustand I

Entsprechend der Technischen Mechanik, wie z.B. in [37] zusammengefasst, können die grundlegenden Zusammenhänge bei reiner Torsion im Zustand I folgendermaßen beschrieben werden.

Die Verdrillung wird durch die auf eine Längeneinheit bezogene Verdrehung zweier Querschnitte entsprechend Gleichung (2-20) bezogen:

$$\vartheta' = \frac{d\vartheta}{dx} \quad (2-20)$$

Durch Umstellen der Gleichung (2-20) und unter Ansatz des Hook'schen Gesetzes kann daraus wie in [37] beschrieben das Torsionsmoment nach Gleichung (2-20) ermittelt werden:

$$T = G \cdot \vartheta' \cdot I_T \quad (2-21)$$

Dies ergibt umgestellt die Verdrillung nach Gleichung (2-21) in Abhängigkeit vom Schubmodul  $G$  und Torsionsträgheitsmoment  $I_T$ :

$$\vartheta' = \frac{T}{G \cdot I_T} \quad (2-22)$$

Die daraus folgende maximale Schubspannung am Querschnittsrand infolge Torsion unter Einführung des Torsionswiderstandsmomentes  $W_T$  ergibt sich nach Gleichung (2-23) zu:

$$\tau_{max} = \frac{T}{W_T} \quad (2-23)$$

Das Tragverhalten dieser Spannbetonbalken bis zum Erreichen der Torsionsrisslast wird durch wendelförmig umlaufende Hauptzug- und Hauptdruckspannungen nach Gleichung (2-24) und Gleichung (2-25), wie in Bild 2-7 dargestellt, beschrieben ( $\sigma_x = 0$ ).

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_T^2} = 0 + \frac{1}{2} \sqrt{0 + 4\tau_T^2} = \tau_T \quad (2-24)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_T^2} = 0 - \frac{1}{2} \sqrt{0 + 4\tau_T^2} = -\tau_T \quad (2-25)$$

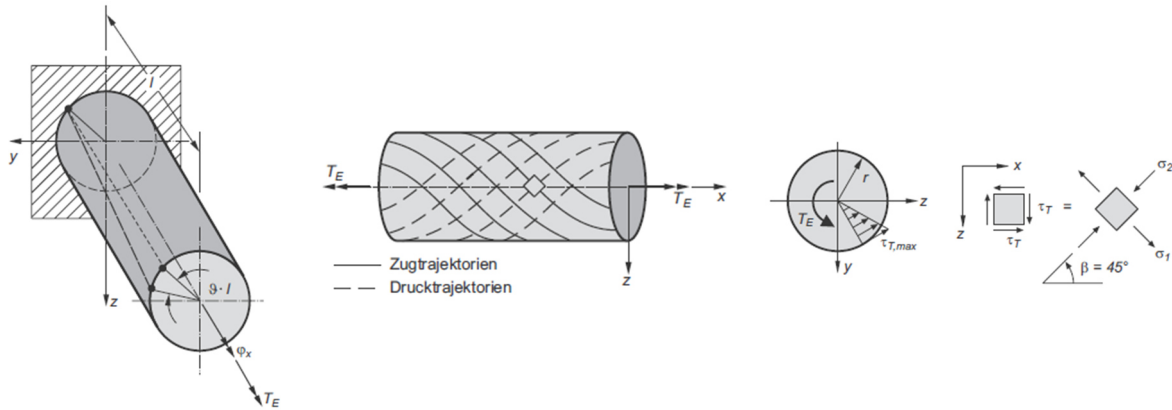


Bild 2-7: Saint-Venant'sche Torsion bei einem zylindrischen Stab aus [116]

Das Torsionsrissmoment für Spannbetonbalken kann dabei durch Umstellen der Gleichung (2-23) und Einsetzen der maximalen Zugfestigkeit  $f_{ct}$  für  $\tau_{max}$  nach Gleichung (2-25) in Anlehnung an [88] bestimmt werden:

$$T_{cr} = W_T \cdot f_{ct} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \quad (2-26)$$

mit  $\sigma_x$  Normalspannung mit  $\sigma_x < 0$  für Druck  
 $f_{ct}$  Betonzugfestigkeit

### 2.3.2 Torsionssteifigkeit im Zustand I

Die Verdrehung unter Torsionsbeanspruchung kann im Zustand I nach Elastizitätstheorie nach Gleichung (2-26) bestimmt werden:

$$\vartheta' = \frac{T}{K} \quad (2-27)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (2-27) und Definition der Torsionssteifigkeit  $K$  kann diese in Abhängigkeit vom Torsionsträgheitsmoment und dem Schubmodul ausgedrückt werden:

$$K = G \cdot I_T \quad (2-28)$$

Dabei ist der Schubmodul  $G$  nach Gleichung (2-29) definiert zu:

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 - \mu)} \quad (2-29)$$

Das Torsionsträgheitsmoment  $I_T$  kann nach Bild 2-8 für beliebige Querschnitte ermittelt werden.

Die Auswertungen von *Kordina/Teutsch* [102] und *Ojba* [89] haben ergeben, dass die Torsionssteifigkeit bis zum Erreichen des Rissmoments auf ca. 60-80% der ursprünglichen Steifigkeit nach Elastizitätstheorie infolge Mikrorissbildung abnehmen kann.

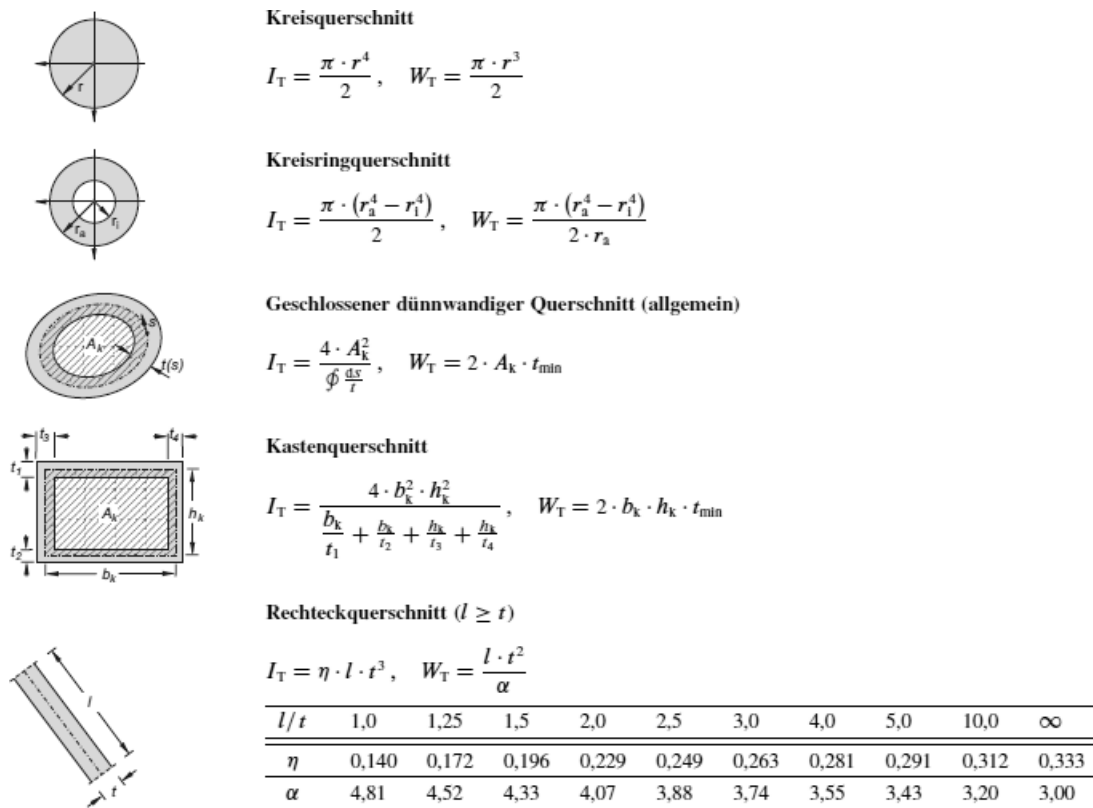


Bild 2-8: Torsionsträgheitsmoment  $I_T$  und Widerstandsmoment  $W_T$  bei verschiedenen Querschnitten aus [116]

### 2.3.3 Tragverhalten Zustand II

Sobald das Torsionsrissmoment in einem unbewehrten Querschnitt erreicht ist, tritt das Versagen ein. Selbst rein querkraft- oder rein längsbewehrte Querschnitte sind nicht in der Lage, ein Torsionsmoment größer dem Torsionsrissmoment aufzunehmen, wie aus den Untersuchungen von *Leonhardt* [69] hervorgeht. Einzig die Kombination von Bügel- und Längsbewehrung im Querschnitt führt dazu, dass eine Laststeigerung über das Torsionsrissmoment hinaus möglich ist. Dies ist auf die umlaufenden Hauptzugspannungen zurückzuführen, deren Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen werden müssen. Bild 2-9 zeigt ein Rissbild eines Stahlbetonprismas unter reiner Torsionsbeanspruchung.

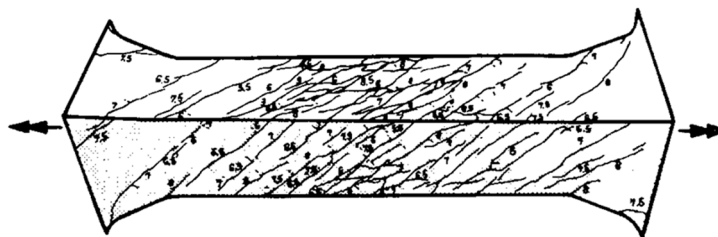


Bild 2-9: Rissbild eines torsionsbeanspruchten, bewehrten Stahlbetonstabes aus [2]

Wie aus Untersuchungen von *Leonhardt/Schelling* [69] und *Lüchinger/Thürlimann* [63] hervorgeht, weisen dabei Voll- und Hohlquerschnitte mit gleichen Außenabmessungen und Bewehrung im Zustand II annähernd die gleiche Torsionsbruchlast und Steifigkeit auf, d.h. der Traganteil des unbewehrten Kerns innerhalb des fiktiven Hohlkastens ist vernachlässigbar. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist dementsprechend entweder durch einen Bruch der Druckstreben (vgl. [113]) oder Fließen der Torsionsbewehrung gekennzeichnet [114].

### **Brucharten:**

Abhängig von der Querschnittsgeometrie, der Bewehrungsverteilung und dem Bewehrungsgrad können sich in torsionsbeanspruchten Balken unterschiedliche Versagensarten einstellen:

#### *Schlagartiges Torsionsversagen (Rissmoment)*

Beim schlagartigen Torsionsversagen führt das Torsionsrissmoment bei fehlender Mindestbewehrung zur Aufnahme der freigesetzten Zugkräfte im Beton zum schlagartigen Torsionsversagen ohne Ankündigung. Aus diesem Grund ist stets eine Mindestbewehrung sowohl für die Längs- als auch die Querkraftbewehrung vorzusehen.

#### *Versagen der Bewehrung (Torsionszugbruch)*

Tritt ein Versagen der Bewehrung auf Zug ein, spricht man von dem sogenannten Torsionszugbruch. Das Versagen der Bügel- oder Längsbewehrung wird dabei von großen Verformungen und Rissen begleitet und führt zu einem duktilen Versagen, solange das schlagartige Torsionsversagen durch den Einbau einer ausreichenden Mindestbewehrung ausgeschlossen ist.

#### *Versagen des Betons (Versagen der Betondruckstreben)*

Bei stark bewehrten Querschnitten kann es zu einer Überbeanspruchung des Betons auf Druck vor dem Versagen der Bewehrung kommen. Dieses Druckstrebenversagen kann schlagartig auftreten. Dabei wird die effektive Betondruckfestigkeit von der Rissbildung und den Querkzugspannungen infolge der Bewehrung im Verbund beeinflusst.

#### *Ausbrechen der Kanten, Abplatzen der Betondeckung*

Durch Umlenkung der umlaufenden Druckstrebenkräfte des räumlichen Fachwerkmodells kann es zum Ausbrechen der Kanten und zum Abplatzen der Betondeckung außerhalb des durch die Bügel umschlossenen Betons kommen (Bild 2-10).

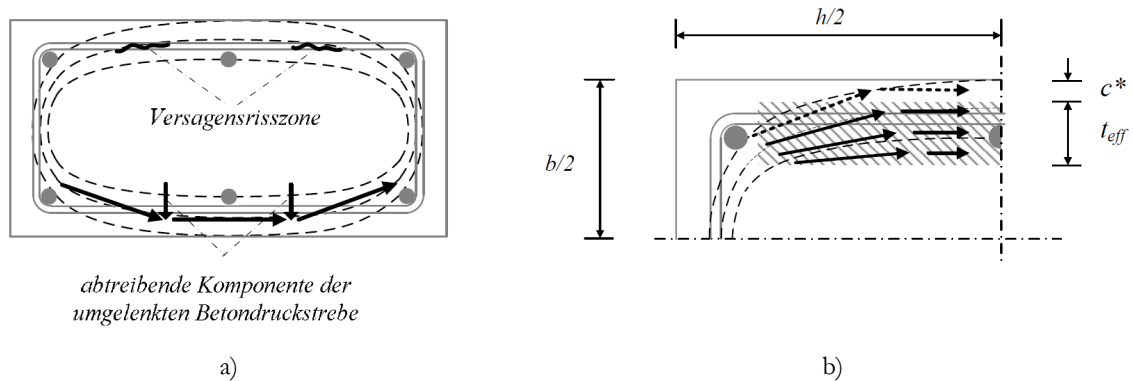


Bild 2-10: Mögliche Betonabplatzungen infolge der inneren Kräfte aus [113]

- a) Verlaufsplan der Drucktrajektorien und der idealisierten Strebenkräfte beim Rechteckquerschnitt  
 b) Idealisierte Strebenkräfte und Ausfallbereich  $c^*$

### Verankerungsbruch

Bei einem Verankerungsbruch kann die auf Zug beanspruchte Bewehrung infolge mangelnder Verankerung durch Herausziehen zum Versagen führen.

### Modellvorstellungen:

Die ersten Torsionsversuche zur Beobachtung des Tragverhaltens wurden 1903 an Stahlbetonstäben mit Kreis- und Kreisringquerschnitten von *Mörsch* durchgeführt. 1929 schlug *Rausch* in seiner Dissertation erstmalig als Modell für den tordierten Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt ein räumliches Fachwerk vor. Im Laufe der Jahre wurden, ähnlich zur Querkraftbemessung, auch für die Torsionsbemessung zahlreiche Ansätze zur Beschreibung des Tragverhaltens im gerissenen Zustand II entwickelt. *Kordina/Tentsch* [102] vergleichen in ihren Untersuchungen die vier nachfolgenden Theorien:

- Klassische Theorien (*Cowan* [21], *Anderson* [1], *Zia* [115])
- Fachwerkanalogie (*Rausch* [91], *Lampert/Thürlimann* [63], *Elfgren* [34])
- Schiefe Bruchfläche (*Lessig* [72], *Hsu* [51], *Yudin* [110])
- Theorie des diagonalen Druckfeldes (*Collins et. al.* [18, 82], *Mitchell/Collins* [82])

Die Klassische Torsionstheorie geht hauptsächlich auf die Arbeiten von *Cowan* [21], *Anderson* [1] und später auch *Hsu* [51] zurück und basiert auf dem Superpositionsprinzip, bei dem sich die Torsionstragfähigkeit aus der Summe von Betontraganteil und Bewehrungstraganteil zusammensetzt. Die Ansätze nach der Klassischen Theorie werden ausführlich in *Ojha* [89] beschrieben und im Rahmen seiner Arbeit auf die Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen überprüft. Während der Bewehrungstraganteil dabei im Zustand II bereits über die Fachwerktheorie in Anlehnung an *Rausch* ermittelt wird, wird für den Betontraganteil allerdings auch im gerissenen Zustand die Betonzugfestigkeit auf Basis eines ungerissenen Betonkernquerschnitts angesetzt. Wie *Ojha* [89] in seinen Untersuchungen ausführt, kann diese Theorie nicht durch Versuchsergebnisse bestätigt werden.

Auch die Theorie der schiefen Bruchfläche wird von *Ojha* [89] analysiert und mit Versuchsergebnissen verglichen. Hierbei wird z.B. nach *Lessig* [72] angenommen, dass der Querschnitt infolge Torsionsbeanspruchung über drei Seiten schräg aufreißt und eine schiefe Bruchfläche entsteht. Die vierte Seite wird folglich als Betondruckzone angenommen (Bild 2-11). Obwohl die Theorie der schiefen Bruchfläche nach Weiterentwicklung durch *Teutsch* [101] und *Yudin* [110] gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen zeigt, beschreibt *Ojha*, dass sich am Ende das Fachwerkmodell auf Grund der vergleichbar guten Ergebnisse und der deutlich einfacheren Handhabung durchgesetzt hat.

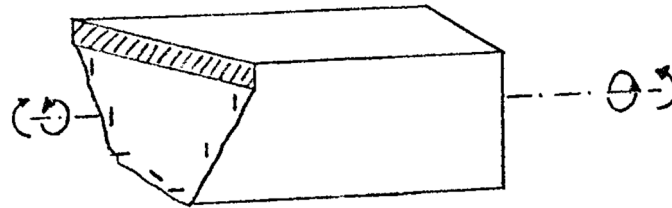


Bild 2-11: Bruchfläche unter Biegung und Torsion nach *Lessig* aus [72]

Hinsichtlich der Diagonal Compression Field Theorie nach *Mitchell/Collins* [82] wird, analog zur Compression Field Theorie, davon ausgegangen, dass sich unter Torsionsbeanspruchung ein diagonales Druckfeld aus Betondruckdiagonalen um den Träger herum einstellt. Dabei gehen *Mitchell/Collins* [17] in ihren Untersuchungen von einem Abplatzen der Betondeckung aus und berücksichtigen lediglich den effektiven Betonhohlkasten innerhalb der Bügel (Bild 2-12). Wie *Oettel* [88] in seiner Dissertation beschreibt, übernimmt der Beton bei dieser Theorie die Funktion, das äußere Torsionsmoment über die Ausbildung des Druckfeldes ins Gleichgewicht zu setzen. Die Längs- und Bügelbewehrung halten folglich den Balken in Längs- und Querrichtung über Zugkräfte zusammen.

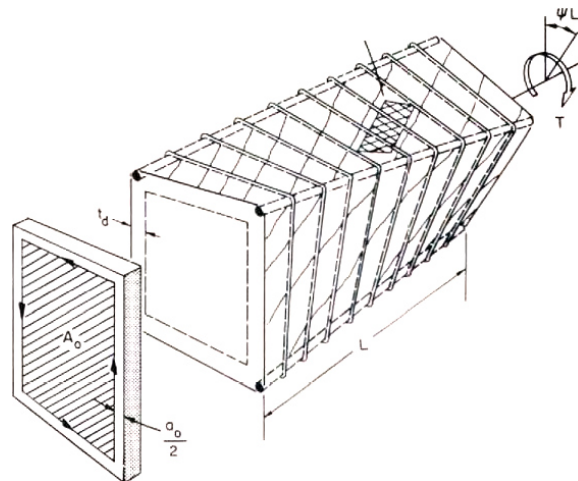


Bild 2-12: Effektive Wanddicke eines torsionsbeanspruchten Balkens ohne Betondeckung nach *Mitchell/Collins* aus [17]

In Deutschland hat sich die räumliche Fachwerktheorie, bestehend aus umlaufenden, unter dem Winkel  $\theta$  geneigten Druckstreben sowie Bügeln und Längsbewehrung als Modellvorstellung etabliert und stellt dementsprechend auch die zentrale Modellvorstellung dar. Bereits 1929 wurde von *Rausch* [91] eine Methode zur Ermittlung des Bewehrungsbetrags unter Zugrundelegung eines räumlichen Fachwerkes im Zustand II entwickelt. Der Beitrag des Betons wurde dabei von Rausch vernachlässigt. Die *Rausch'sche* Theorie dient bis heute als Grundlage der Torsionsbemessung in Deutschland [89]. *Anderson* [1] und *Cowan* [21] modifizierten diese Theorie später, indem sie auch den Beton auf Basis der Elastizitätstheorie bzw. der Energiemethode berücksichtigten. Während die ursprüngliche Theorie noch von dem Superpositionsprinzip der einzelnen Traganteile ausging, wurde die Fachwerkanalogie, bei der sich ein Bewehrungskorb aus Längs- und Bügelbewehrung zusammensetzt und Gleichgewicht mit den Betondruckstreben bildet, von *Lampert/Thürlimann* [63] sowie *Elfgren* [34] entwickelt und später auf Torsion, Biegung und Querkraft erweitert. Gegenüber dem klassischen Modell nach Rausch eines räumlichen Fachwerkkastens mit Betondruckstreben und  $45^\circ$  Neigung können bei dem Modell nach *Lampert/Thürlimann* die Druckstreben eine von  $45^\circ$  abweichende Neigung annehmen. Nach *Lampert/Thürlimann* stellt sich der Winkel der Druckstreben so ein, dass Längs- und Bügelbewehrung im Bruchzustand annähernd gleichzeitig die Fließgrenze erreichen. Der Winkel darf bei der Bemessung in Grenzen frei gewählt werden ( $3/5 \leq \cot \theta \leq 5/3$  bzw. etwa  $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ ).

*Mitchell/Collins* [82] verbesserten 1974 das Fachwerkmodell unter Anwendung des Prinzips der Minimierung der Formänderungsenergie. Ein wesentlicher Fortschritt dabei war u.a. die Ermittlung der Breiten  $t_{\text{eff}}$  der Druckstreben, die sie auf Grundlage der Diagonal Compression Field Theory auf das Fachwerkmodell anwendeten.

Die Modellvorstellung des erweiterten räumlichen Fachwerks mit variabler Druckstrebenneigung bildet die Grundlage für die dieser Arbeit zugrundeliegenden Regelwerke, sowohl für die Nachrechnung nach DIN-Fachbericht 102 als auch für den Brückenneubau nach DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA, und wird daher nachfolgend detailliert erläutert.

### **Modellgrundlage für die Normung in Deutschland**

Als Modellgrundlage hat sich in Deutschland für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit das erweiterte räumliche Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung etabliert. Dieses basiert auf vier maßgebenden Parametern:

- Kernquerschnittsfläche  $A_k$
- Effektive Wanddicke  $t_{\text{ef}}$  des fiktiven Hohlkastens
- Effektive Stegdruckfestigkeit  $v \cdot f_{\text{cd}}$
- Neigungswinkel der Druckstreben  $\theta$

Bei dieser Modellvorstellung wird nach der St. Venant'schen Torsionstheorie ein fiktiver Hohlkastenquerschnitt angenommen, entlang dessen Wänden von einem konstanten Schubfluss ausgegangen wird. Dieser Schubfluss kann nach der 2. Bredt'schen Formel (Gleichung (2-29)) für geschlossene Profile bestimmt werden. Die Geometrie des fiktiven Hohlkastenquerschnitts wird dabei definiert über die Lage der äußeren Punkte der Längsbewehrung. Die Kernfläche  $A_k$ , wird dabei durch die Mittellinien des fiktiven Hohlkastens eingegrenzt. Der Torsionsschubfluss wird dabei über die Höhe  $z_i$  der Wand  $i$  des fiktiven Hohlkastens zur Schubkraft  $V_{Ed,T}$  nach Gleichung (2-31) aufsummiert [116].

$$v_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \quad (2-30)$$

$$V_{Ed,T} = v_{Ed,T} \cdot z_i = \frac{T_{Ed} \cdot z_i}{2 \cdot A_k} \quad (2-31)$$

Die Zug- und Druckstrebenkräfte des räumlichen Fachwerks werden durch Knotengleichgewicht an einer Seitenwand am ebenen Fachwerk ermittelt. Aus dem Gleichgewicht in einem Schnitt zwischen zwei Bügeln folgt nach *Zilch* [116] wie in Bild 2-13 dargestellt entsprechend Gleichung (2-32) bis Gleichung (2-34):

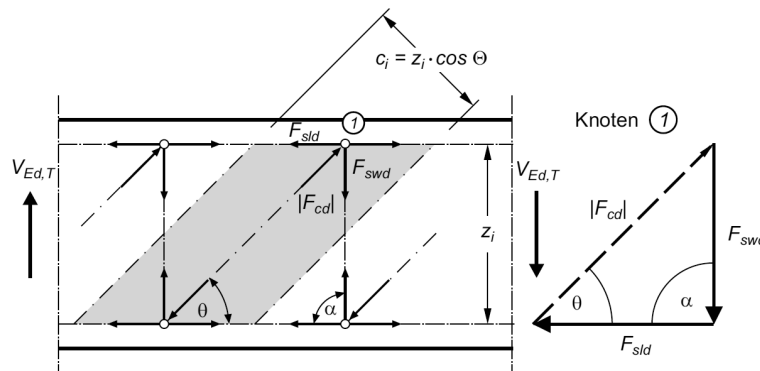


Bild 2-13: Ebenes Fachwerk der Seitenwand aus [116]

$$|F_{cd}| = \frac{V_{Ed,T}}{\sin \theta} \quad (2-32)$$

$$F_{swd} = F_{cd} \cdot \sin \theta = V_{Ed,T} \quad (2-33)$$

$$F_{sld} = F_{cd} \cdot \cos \theta = V_{Ed,T} \cdot \frac{\cos \theta}{\sin \theta} = V_{Ed,T} \cdot \cot \theta \quad (2-34)$$

Bezogen auf die zugehörigen Flächen lassen sich die Spannungen nach Gleichung (2-35) bis Gleichung (2-37) errechnen zu:

$$|\sigma_{cd}| = \frac{|F_{cd}|}{t_{eff} \cdot z_i \cdot \cos \theta} = \frac{V_{Ed,T}}{t_{eff} \cdot z_i \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot t_{eff} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (2-35)$$

$$\sigma_{sld} = \frac{F_{sld}}{a_{sl} \cdot z_i} = \frac{V_{Ed,T}}{a_{sl} \cdot z_i} \cdot \cot \theta = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot a_{sl}} \cdot \cot \theta \quad (2-36)$$

$$\sigma_{swd} = \frac{F_{swd}}{a_{sw} \cdot z_i \cdot \cot \theta} = \frac{V_{Ed,T}}{a_{sw} \cdot z_i} \cdot \tan \theta = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot a_{sw}} \cdot \tan \theta \quad (2-37)$$

Mit  $T_{Ed} = T_{Rd}$  und durch Umstellen der entsprechenden Gleichung (2-36) und Gleichung (2-37) und Einsetzen der zugehörigen Streckgrenze für die Bewehrung erhält man die Torsionstragfähigkeit im GZT für den jeweiligen Querschnitt nach Gleichung (2-38).

$$T_{Ed} = T_{Rd,sy} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot a_{sl} \cdot \tan \theta \\ f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot a_{sw} \cdot \cot \theta \end{array} \right. \quad (2-38)$$

Daraus ergibt sich nach Gleichung (2-39) und Gleichung (2-40) die zu bestimmende Bewehrungsmenge für das einwirkende Torsionsmoment:

$$a_{sl} = \frac{A_{sl}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \cot \theta \quad (2-39)$$

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \tan \theta \quad (2-40)$$

Die Längsbewehrung bezieht sich dabei auf den Umfang  $u_k$  und die Kernfläche  $A_k$ . Um Rissbreiten klein zu halten, soll die Längsbewehrung mit kleinen Stababständen über den Umfang verteilt werden oder bei kleinen Querschnittsabmessungen in den Ecken konzentriert werden. Dabei kann die Längsbewehrung nach *Thürlimann* [63] auch durch eine zentrische Vorspannung ersetzt werden. Die daraus resultierenden Längsspannungen müssen bei der Bemessung entsprechend berücksichtigt werden. Bei hoher Torsionsbeanspruchung sind die Bügel in einem engen Abstand anzuordnen bei gleichzeitiger Ausbildung steifer Eckstäbe zur Abstützung der Druckstreben, um ein vorzeitiges Ausbrechen der Betonkanten infolge Umlenkung der Druckstreben zu verhindern. Die erforderliche Bügelbewehrung ist je Schubwand definiert (Bild 2-14).

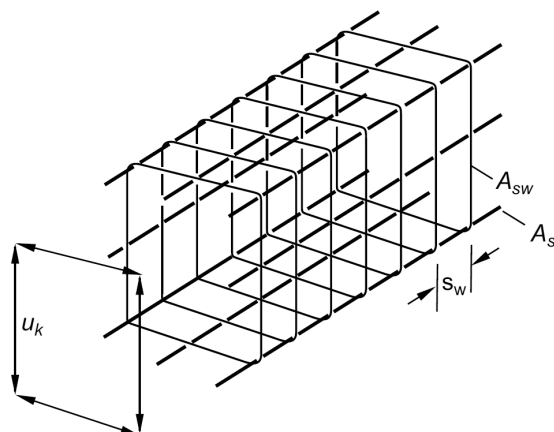


Bild 2-14: Bewehrungskorb für torsionsbeanspruchte, prismatische Querschnitte aus [116]

Die Betondruckstreben­tragfähigkeit ermittelt sich unter Berücksichtigung einer reduzierten Druckstrebenfestigkeit. Bei torsionsbeanspruchten Trägerstegen führt zu einer Überlagerung der Druckspannungen, die sich aus der Verwölbung der Seitenflächen ergeben, mit den Biegespannungen zu einer Reduktion der Druckstreben­tragfähigkeit. Darüber hinaus führen die durch die kreuzenden Bügel im Verbund eingeleitete Querzug aus Kraftumlenkung sowie die Abweichung zwischen Riss- und Druckstrebenwinkel mit einhergehender Kraftübertragung über die Risse hinweg durch Rissverzahnung zu einer weiteren Reduktion der Druckstreben­tragfähigkeit, die bei der Bemessung über den Reduktionsfaktor  $\alpha_{c,red}$  in Gleichung (2-41) zu berücksichtigen ist.

$$T_{Ed} = T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2-41)$$

Der Reduktionsfaktor wird abhängig von der Querschnittsform unterschiedlich definiert. Bei Hohlkastenquerschnitten kann auf Grund der besseren konstruktiven Durchbildung der Eckbereiche eine Umschnürungswirkung für die Druckstreben erreicht werden, sodass im Vergleich zu Kompaktquerschnitten eine höhere Druckstreben­tragfähigkeit angesetzt werden kann.

Die Wahl des Druckstreben­neigungswinkels  $\theta$  wird analog zur Querkraftbemessung auf Basis des statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie unter Ausnutzung der Tragfähigkeiten der Bewehrungszugstreben und der Betondruckstreben frei gewählt und kann die Verteilung der Bewehrung entscheidend beeinflussen, wobei die geringste gesamte Bewehrungsmenge für  $\theta = 45^\circ$  erreicht wird, was zugleich der höchsten Druckstreben­tragfähigkeit entspricht (Bild 2-15). *Leonhardt/Schelling* [69] haben im Rahmen ihrer Versuchsreihe gezeigt, dass das Verhältnis von Längs- zu Bügelbewehrung durch Rotation der Druckstreben in den Grenzen von 0,5 bis 2,0 variiert werden kann und sich die inneren Kräfte entsprechend an die vorhandene Bügel- und Längsbewehrung anpassen.

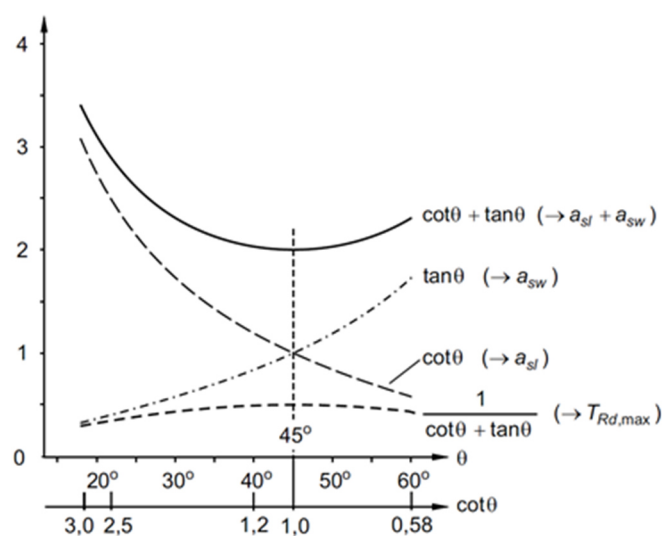


Bild 2-15: Einfluss des Druckstrebenwinkels  $\theta$  auf die erforderliche Bewehrungsmenge, aus [116]

Die Geometrie des fiktiven Hohlkastens wird in der Literatur teilweise sehr unterschiedlich definiert. Dabei ist insbesondere der Ansatz Wanddicke bei kompakten Querschnitten von Interesse, da über die Definition der Wanddicke der Kernquerschnitt festgelegt wird.

Zu unterscheiden sind dabei die Ansätze von *Lampert/Thürlimann* [63], die die Schwereachse der Längsbewehrung zur Definition heranziehen, wie es auch Grundlage im DIN-Fachbericht 102 sowie im deutschen nationalen Anhang der DIN EN 1992-2/NA für Betonbrücken ist (Gleichung (2-42)).

$$t_{ef} = 2 \cdot d_1 = 2 \cdot \left( c_{nom} + \phi_w + \frac{\phi_l}{2} \right) \quad (2-42)$$

mit  $c_{nom}$  Betondeckung  
 $\phi_w$  Durchmesser der Bügelbewehrung  
 $\phi_l$  Durchmesser der Längsbewehrung

Dem gegenüber steht der Ansatz, der die effektive Wanddicke über das Verhältnis von Gesamtquerschnittsfläche  $A$  zu Querschnittsumfang  $u$  entsprechend Gleichung (2-43) definiert. Letzter Ansatz basiert auf Untersuchungen von *Mitchell/Collins* [82] und *Teutsch* [101], die zeigen konnten, dass die resultierenden Betondruckspannungen aus der Torsionsbeanspruchung nicht zwingend mit der Lage der Längsbewehrung übereinstimmen. Aus diesem Grund wurde die Bestimmung der effektiven Wanddicke unabhängig von der Längsbewehrung definiert. Dieser Ansatz findet Anwendung im Eurocode 2 [31] sowie im Model Code 1990 [19].

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (2-43)$$

Bei Hohlkastenquerschnitten gilt grundsätzlich, dass die effektive Wanddicke nicht die vorhandene Wanddicke überschreiten darf. Darüber hinaus darf die effektive Wanddicke bei beidseitiger Wandbewehrung die Werte  $b/6$  nicht überschreiten.

### 2.3.4 Torsionssteifigkeit im Zustand II

Bei der Nachrechnung von bestehenden Plattenbalkenbrücken beeinflusst die Torsionssteifigkeit der Längsträger sowohl die Querverteilung als auch die absolute Größe der Torsionsmomente in den Hauptträgern. Daher ist es von Interesse, die Torsionssteifigkeit auf Grund von Rissbildungen angemessen abzumindern, um das Tragverhalten im GZT möglichst realitätsnah abzubilden und dadurch mögliche rechnerische Defizite hinsichtlich der Torsionslängs- und Bügelbewehrung zu minimieren. Darüber hinaus kann der Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit bei Brückenbauwerken mit schlanken Plattenbalken­stegen in den Stützbereichen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion maßgebend werden. Auch hier kann sich die realitätsnahe Abminderung der Torsionssteifigkeit in manchen Fällen günstig auswirken, da die Absolutwerte der Torsionsmomente kleiner werden [76].

Nachfolgend werden daher die grundlegenden Zusammenhänge zur Torsionssteifigkeit im Zustand II beschrieben. Anhand von Untersuchungen zum Verformungsverhalten von torsionsbeanspruchten Balken wird ein Überblick über die vorhandenen Ansätze zur Quantifizierung des Abfalls der Torsionssteifigkeit gegeben.

Das Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons und das Einsetzen der Rissbildung führen bei torsionsbeanspruchten Balken zu einem großen Steifigkeitsverlust und damit einhergehender deutlicher Zunahme der Verformungen. Die Steifigkeit im Zustand II sinkt dabei wesentlich stärker ab als die der Biegesteifigkeit. Im Zustand II wird die Längs- und Querbewehrung aktiviert und es findet eine Umlagerung der inneren Kräfte in ein räumliches Fachwerk statt. Dabei weist die Torsionsmomenten-Verwindungs-Beziehung, ähnlich den Momenten-Krümmungs-Linien bei Biegebeanspruchung, drei charakteristische Phasen auf: den ungerissenen Zustand I, den gerissenen Zustand II und den plastischen Bereich durch das Fließen der Bewehrung (Bild 2-16a). Wie bereits *Teutsch* [101] beschreibt, ist zunächst ein deutlicher Übergang vom linear-elastischen ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II zu erkennen. Auch der Übergang zum Fließen der Bewehrung unter deutlicher Zunahme der Verformungen bei nur noch sehr geringer Laststeigerung wird deutlich.

Aus Untersuchungen zum Verformungsverhalten torsionsbeanspruchter Balken, wie sie z.B. von *Lampert/Thürlimann* [63] oder *Leonhardt/Schelling* [69] durchgeführt wurden, geht hervor, dass die Torsionssteifigkeit im Zustand II im GZT je nach Geometrie und Bewehrungsgrad nur noch etwa 5% - 20% ihrer Anfangssteifigkeit beträgt. Untersuchungen an Spannbetonbalken [82] zeigen, dass die Torsionssteifigkeit vorgespannter Balken auf Grund der später einsetzenden Rissbildung etwas höher, bei ungefähr 30% der Anfangssteifigkeit, liegt (Bild 2-16b).

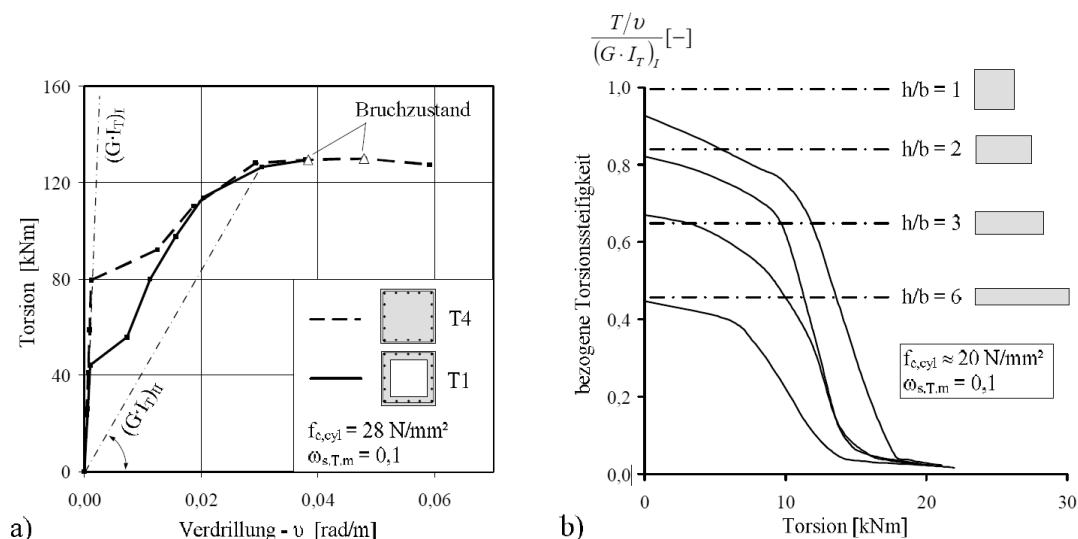


Bild 2-16: a) Torsionsmomenten-Verwindungs-Beziehung von Versuchs balken aus [64];  
b) Abfall der Torsionssteifigkeit nach [69] aus [112]

Für die Bestimmung der Torsionssteifigkeit im Zustand II gibt es trotz intensiver Forschung bis dato kein allgemeingültiges Ingenieurmodell, jedoch existieren eine Reihe von Ansätzen, die sich etabliert haben, untereinander jedoch schwer vergleichbar sind [89]. Dabei war *Hsu* [51] einer der ersten, der einen empirischen Ansatz formulierte, in dem die Torsionssteifigkeit anhand einer Funktion aus der Torsionssteifigkeit nach Elastizitätstheorie und Bewehrungsgrad ermittelt werden konnte.

Später folgten Ansätze von *Lampert/Thürlimann* [65], *Rahbves* [90] und *Karlsson* [56], die auf Basis des räumlichen Fachwerkmodells Ansätze zur Berechnung der Torsionssteifigkeit im Zustand II unter reiner Torsion für quadratische, rechteckige und später auch für Querschnitte allgemeiner Form entwickelt haben.

Da alle genannten Ansätze auf komplexen mechanischen Zusammenhängen basieren und für die Praxis eher schlecht zu handhaben sind, wird daher oft ein Verhältniswert der Torsionssteifigkeit im Zustand I zur Torsionssteifigkeit im Zustand II angegeben, wie auch später in [42] festgehalten wurde. Hier wird die Torsionssteifigkeit im Zustand I  $(GI_T)^I$  aus der Elastizitätstheorie (Kapitel 2.3.2) ermittelt und unter Berücksichtigung des Einflusses von Mikrorissbildung in Form eines Abminderungsfaktor  $k$  nach Gleichung (2-44) ermittelt:

$$(GI_T)^I = k(GI_T) = K_T^I = \frac{1}{3} \cdot E_c \cdot I_T \quad (2-44)$$

mit  $k = 0,8$

Dabei wird der Schubmodul  $G$  nach Gleichung (2-45) ermittelt:

$$G = \frac{E_c}{2(1 - \mu)} \quad (2-45)$$

mit  $\mu = 0,2$

Der untere Rechenwert der Torsionssteifigkeit im Zustand II wird unter Berücksichtigung des Abfalls der Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung als Verhältniswert zu Steifigkeit im Zustand I nach Gleichung (2-46) ermittelt:

$$K_T^{II} = 0,3 \cdot K_T^I = \frac{1}{10} \cdot E_c \cdot I_T \quad (2-46)$$

Bei einer kombinierten Beanspruchung mit überwiegender Biegung fällt die Torsionssteifigkeit im Zustand II langsamer ab, weil die Biegedruckzone im Zustand I erhalten bleibt.

Wie im *Betonkalender 2013* [76] beschrieben, werden darüber hinaus in *Heft 240* [42] des DAfStb und im Model Code 1990 [19] für Plattenbalkenquerschnitte zwei Grenzwerte als Näherung für den Abfall der Torsionssteifigkeit im Zustand II angegeben. Der untere Rechenwert für die Torsionssteifigkeit im gerissenen Zustand II wird nach Gleichung (2-47) ermittelt:

$$(GI_T)^{II} = 0,24 \cdot (GI_T) \quad (2-47)$$

Im Model Code 1990 [19] wird ergänzend eine weitere Abminderung der Torsionssteifigkeit bei zusätzlich zu erwartenden Torsions- und Schubrisen nach Gleichung (2-48) angegeben:

$$(GI_T)^{III} = 0,12 \cdot (GI_T) \quad (2-48)$$

Nach [76] können die Werte über die gesamte Bauteillänge konstant angesetzt werden.

### 2.3.5 Bestimmung der rechnerischen Torsionstragfähigkeit

Der Nachweis der Torsionstragfähigkeit hat sich im Laufe der vergangenen Jahrzehnte seit Beginn des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland signifikant entwickelt und wurde fortlaufend an neue Forschungsergebnisse angepasst. Die maßgebenden Entwicklungen in den deutschen Regelwerken zwischen 1953 und 2003 bzw. 2009 sind in Tabelle 2-1 zusammengefasst. Dabei haben insbesondere die Veränderung des Nachweisformates vom Hauptzugspannungsnachweis hin zum räumlichen Fachwerkmodell sowie die Einführung von Mindestbewehrungsgraden die signifikantesten Auswirkungen auf die Bestimmung der rechnerischen Torsionstragfähigkeit im Spannbetonbrückenbau gehabt.

Die derzeitigen Regelungen der DIN EN 1992 mit zugehörigem NA zur Ermittlung der rechnerischen Torsionstragfähigkeit von Querschnitten werden im folgenden Abschnitt erläutert.

Tabelle 2-1: Entwicklung der Bemessungsvorschriften zum Nachweis der Torsionstragfähigkeit im Spannbetonbrückenbau in Deutschland

Regelwerk	Nachweisformat und Besonderheiten
DIN 4227:1953 [25]	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweis der Hauptzugspannungen unter Gebrauchslast und rechnerischer Bruchlast</li> <li>- Bei Einhaltung vorgegebener Nachweisgrenzen ist keine statische Bewehrung erforderlich</li> <li>- keine Vorgabe einer Mindestbewehrung</li> </ul>
Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227:1966 [111]	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einführung einer verbindlichen Mindestbewehrung zur Vermeidung eines Versagens bei Erstrissbildung</li> </ul>
DIN 4227:1979 [26]	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einführung der reduzierten Schubdeckung</li> <li>- Nachweis der Hauptdruckspannungen für Balkenstege</li> <li>- Torsionsnachweis auf Basis eines räumlichen Fachwerkmodells unter Ansatz des Druckstrebenwinkels von <math>45^\circ</math></li> <li>- Ersatzhohlkasten bei Vollquerschnitten mit einer Wanddicke in Abhängigkeit eines eingeschriebenen Kreises mit Durchmesser <math>d_m</math></li> </ul>
DIN 4227:1988 [27]	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Keine Veränderungen für den Torsionsnachweis im Vergleich zu DIN 4227:1979</li> </ul>
DIN-Fachbericht 102 (2003 [28] bzw. 2009 [30])	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Berechnungsgrundlage für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit ist das räumliche Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung</li> <li>- Ermittlung des Ersatzhohlkastens auf Basis der durch die Mittellinien der Schubwände eingeschlossenen Fläche <math>A_k</math> mit der effektiven Wanddicke <math>t_{eff}</math></li> </ul>

### Torsionstragfähigkeit nach EC 2 (reine Torsion)

Für die Torsionstragfähigkeit von Spannbetonträgern bildet, wie im vorherigen Abschnitt ausführlich beschrieben, ein räumliches Fachwerkmodell mit Ersatzhohlkasten die mechanische Grundlage für die Torsionsbemessung nach DIN EN 1992-2 [23] mit zugehörigem nationalen Anhang [24] im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Demensprechend erfolgt die Aufnahme der Zugkräfte in den Zugstreben des fiktiven Stabwerkmodells (Bild 2-17) im gerissenen Querschnitt durch Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung orthogonal zueinander. Die Druckkräfte werden, ähnlich zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken, durch die unter dem Winkel  $\theta$  geneigte Betondruckstreben aufgenommen.

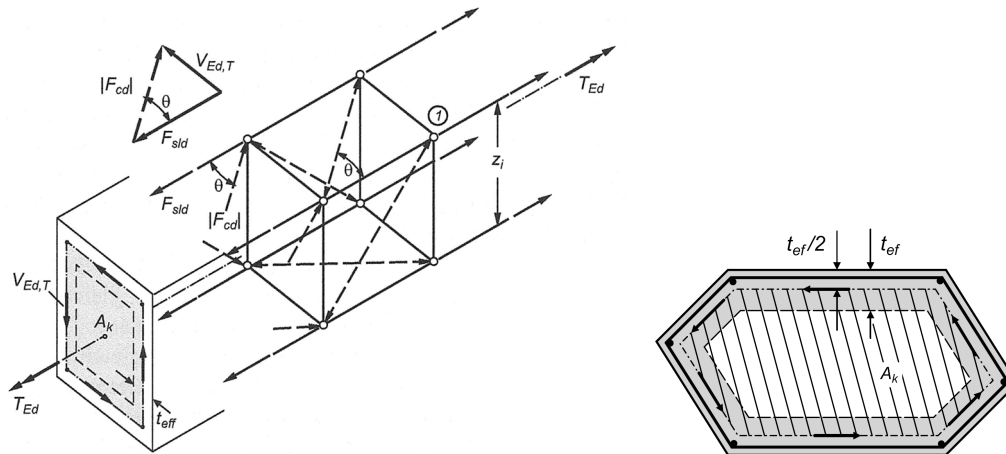


Bild 2-17: Räumliches Fachwerkmodell bei Torsionsbeanspruchung aus [116]

Durch den Ansatz des Ersatzhohlkastens basieren alle Nachweise auf Grundlage dieser geometrischen Werte. Die Ermittlung der Wandstärke des Ersatzhohlkastens ist nach Gleichung (2-48) definiert:

$$t_{ef,i} \geq 2 \cdot d_i \quad (2-49)$$

Das Nachweisverfahren basiert auf dem Nachweis der Schubkraft in einer Schubwand. Dabei darf die Schubspannung in einer Wand, die durch ein Torsionsmoment beansprucht wird, nach Gleichung (2-50) ermittelt werden:

$$\tau_{ef,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \quad (2-50)$$

Die Schubkraft in einer Wand  $i$  infolge Torsion wird nach Gleichung (2-51) ermittelt mit:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (2-51)$$

mit  $T_{Ed}$  Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmomentes

$A_k$  Kernfläche innerhalb des Ersatzhohlkastens

$\tau_{ef,i}$  Torsionsschubspannung in einer Wand  $i$

$t_{ef,i}$  effektive Wanddicke = doppelter Abstand von Außenfläche bis Mittellinie der Längsbewehrung

$z_i$  Höhe der Wand  $i$

Im Falle einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion können die Auswirkungen von Torsion und Querkraft zur Ermittlung der erforderlichen Bügelbewehrung unter der Annahme derselben Druckstrebenneigung  $\theta$  nach Gleichung (2-52) überlagert werden:

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + \frac{V_{Ed} \cdot t_{ef,i}}{b_w} \quad (2-52)$$

Wenn die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ermittelt wird, gelten dieselben Grenzwerte für  $\theta$  wie für reine Querkraft. Für die Bestimmung des Druckstrebenneigungswinkels ist daher bei kombinierter Beanspruchung aus Torsion und anteiliger Querkraft die Schubkraft der Wand nach Gleichung (2-52) anzusetzen:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \sigma_{cp}/f_{cd}}{(1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed,T+V})} \leq 3,0 \text{ bzw. } 1,75 \quad (2-53)$$

Für den Nachweis einer ausreichenden Torsionstragfähigkeit bei reiner Torsion gilt das Nachweisformat nach Gleichung (2-53):

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (2-54)$$

Für die Nachweise des Torsionswiderstandes werden folgende Bemessungswerte definiert:

$T_{Rd,s}$  durch die Fließgrenze der Bewehrung begrenzter Torsionswiderstand

$T_{Rd,max}$  durch die Druckstreben­tragfähigkeit begrenzter maximaler Torsionswiderstand

Der Torsionswiderstand, der durch die Fließgrenze der Bewehrung begrenzt ist, ermittelt sich nach Gleichung (2-54):

$$T_{RdW,sy} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 2A_k \cdot \cot \theta \quad (2-55)$$

und getrennt für Bügel- und Längsbewehrung nach Gleichung (2-56) und Gleichung (2-57) nachgewiesen:

Bügelbewehrung:

$$T_{RdW,sy} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 2A_k \cdot \cot \theta \quad (2-56)$$

mit  $a_{sw}$  Querkraftbewehrung in  $\text{cm}^2/\text{m}$   
 $f_{ywd}$  Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls  
 $A_k$  Kernfläche ( $b_k \cdot h_k$ )  
 $\theta$  Druckstrebenneigung

Längsbewehrung:

$$T_{RdL,sy} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2A_k \cdot \tan \theta \quad (2-57)$$

mit  $A_{sl}$  Torsionslängsbewehrung in  $\text{cm}^2$   
 $u_k$  Umfang der Kernfläche  $A_k$   
 $f_{yd}$  Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

Die so ermittelte Torsionsbügel- und Längsbewehrung ist in der Zugzone voll einzulegen und mit der vorhandenen Bewehrung aus Querkraft und Biegung zu überlagern. Die Längsbewehrung ist über die Höhe der Schubwände zu verteilen. Bereits in DIN EN 1992-2 [23] ist der Hinweis vorhanden, dass die Torsionslängsbewehrung bei vorhandenen Druckkräften entsprechend abgemindert werden darf und eine Anrechnung der Tragreserven des vorhandenen Spannstahls im Verbund möglich ist. Jedoch fehlen verbindliche allgemeingültige Angaben zur Berücksichtigung der Spannglieder, wenn diese im Querschnitt beliebig angeordnet sind.

Wie bereits bei dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit vermerkt, kommt der Wahl des Druckstrebenneigungswinkels große Bedeutung zu, da im Rahmen des Torsionsnachweises das Größenverhältnis von Bügel- zu Längsbewehrung abhängig von der Wahl des Druckstrebenneigungswinkels  $\theta$  ist. Während steile Winkel für  $\theta$  zu einer größeren erforderlichen Bügelbewehrung und einer kleineren erforderlichen Längsbewehrung führen, gilt für flache Winkel das Umgekehrte.

Die maximale Druckstrebentragfähigkeit ergibt sich nach DIN EN 1992-2 [23] mit zugehörigem NA [24] in Gleichung (2-58) zu:

$$T_{Rd,max} = \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2-58)$$

mit  $\nu$  = 0,525 (Vollquerschnitt)  
= 0,75 (Kastenquerschnitte mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Schubwände)  
 $\alpha_{cw}$  = 1,0 für  $\leq C50/60$

Für den Nachweis der Interaktion aus Querkraft und Torsion ist im Hinblick auf den Nachweis der Betondruckstrebe nach DIN EN 1992-2 [24] zwischen Kasten- und Kompaktquerschnitten zu unterscheiden. Während bei den Kastenquerschnitten eine lineare Interaktionsgleichung nach Gleichung (2-59) vorgegeben wird, darf bei Vollquerschnitten, abweichend vom original Eurocode eine quadratische Interaktionsvorschrift nach Gleichung (2-60) für den Nachweis der Betondruckstrebe berücksichtigt werden.

Für Vollquerschnitte:

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (2-59)$$

Für Kastenquerschnitte:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (2-60)$$

Hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung von torsionsbeanspruchten Bauteilen gelten die Regeln nach DIN EN 1992-2/NA [23] Abs. 9.2.3. Hier ist bei reiner Torsion immer ein voller Zugstoß (siehe Bild 2-18a1 bzw. Bild 2-18a2) auszubilden. Die Bügelform a3), die nach der europäischen DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 für Torsionsbügel zulässig ist, wurde in Deutschland über die Nationalen Anhänge zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2 ausgeschlossen. Bei der Bewehrungsform a3) wird der Bügel über die Querbewehrung der Platte geschlossen. Ein seitliches Ausbrechen der Ecke ist nicht möglich.

Grundsätzlich darf der Längsabstand der Torsionsbügel den Wert  $s/8$  nicht überschreiten und es ist mindestens ein kräftiger Längsstab mit großem Durchmesser in jeder Querschnittecke anzuordnen, um eine Kraftumlenkung der Betondruckstreben in den Ecken des fiktiven räumlichen Fachwerks zu gewährleisten.

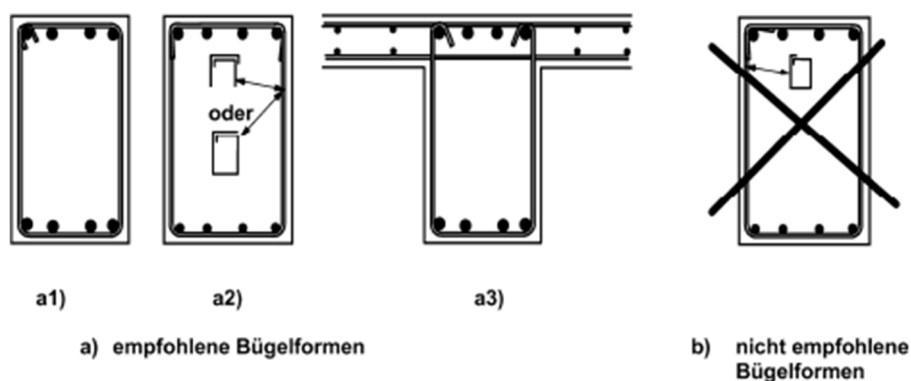


Bild 2-18: Empfohlene konstruktive Durchbildung von torsionsbeanspruchten Bauteilen nach DIN EN 1992-2 aus [23]

### Torsionstragfähigkeit nach Nachrechnungsrichtlinie (NRR)

Im Rahmen der NRR wurden für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit von Spannbetonbalken im Vergleich zur DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA erweiterte Ansätze ergänzt. In der ersten Ergänzung der NRR [10] wurde für die Schnittgrößenermittlung im GZT von mehrstegigen Plattenbalken eine pauschale Abminderung der Torsionssteifigkeit auf 40% des linear-elastischen Wertes nach Zustand I (vgl. Kapitel 2.3.4) erlaubt. Diese pauschale Abminderung gilt unter der Voraussetzung, dass der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums geführt wird. Sollte dies der Fall sein, ist nur noch eine pauschale Abminderung auf 70% des linear-elastischen Wertes nach Zustand I zulässig.

Auch eine Berücksichtigung nicht voll ausgenutzter Spannglieder für den Nachweis der Torsionslängsbewehrung wurde im Zuge der ersten Ergänzung zur NRR [10] aufgenommen, jedoch ist die Möglichkeit zur Anrechnung der Spannglieder stark abhängig von ihrer Lage im Querschnitt und dadurch nur bedingt vorteilhaft anwendbar.

## 2.4 Bisherige Untersuchungen an Spannbetonträgern unter M+V+T

Die Torsionstragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonträgern wurde in den letzten Jahrzehnten, insbesondere in den 1960er bis 1980er Jahren, im Rahmen von Forschungsvorhaben ausführlich untersucht. Eine detaillierte Auflistung aller Versuchsträger unter Torsionsbeanspruchung ist in *Zedler* [112] zu finden. Im Vordergrund der Untersuchungen standen jedoch hauptsächlich die Weiterentwicklung von Berechnungsmodellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit unter Torsionsbeanspruchung [46]. Die in diesem Rahmen getesteten Versuchsträger wurden jedoch häufig unter reiner oder überwiegender Torsionsbeanspruchung getestet. Untersuchungen zum Abfall der Torsionssteifigkeit standen dabei nicht im Vordergrund. Die wenigen Versuche mit kombinierter Biege- oder Biege-Querkraftbeanspruchung wurden teilweise nur mit sehr geringem Biegemoment getestet, wie z.B. in der Versuchsreihe an Stahlbetonbalken von *Lüchinger/Thürlimann* [73] dokumentiert.

Hinsichtlich der Torsionstrag- und Verformungsfähigkeit von Spannbetonbrücken im Bestand, bei denen die Biegebeanspruchung in der Regel deutlich überwiegt, sollte der Fokus auf der kombinierten Beanspruchung aus überwiegender Biegung, Querkraft und Torsion liegen. Hierzu sind insgesamt nur sehr wenig gut dokumentierte Versuche zu finden, wie z.B. von *Lampert/Lüchinger/Thürlimann* [63], *Teutsch/Kordina* [102] oder *Leonhardt/Walther* [71], die in der Regel jedoch nur an Einfeldträgern durchgeführt wurden. Die mit einem Durchlaufträger einhergehenden Umlagerungsmöglichkeiten der inneren Kräfte wurden bis dato nicht an Versuchen untersucht.

Darüber hinaus fehlen für die Nachrechnung von Brücken repräsentative Untersuchungen zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion unter realitätsnahen Streckenlasten, wodurch der Forschungsbedarf entsprechend untermauert wird.

Bereits existierende Arbeiten zu Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion werden im folgenden Abschnitt näher vorgestellt, um im Anschluss einen Überblick über bisherige Erkenntnisse zu geben und offene Fragestellungen, die im Rahmen dieser Arbeit thematisiert werden sollen, herauszuarbeiten.

### 2.4.1 Bestimmung der Tragfähigkeit

#### **Lampert/Lüchinger/Thürlimann (1973)**

Die Arbeit von *Lampert, Lüchinger und Thürlimann* aus dem Jahr 1973 [73] geht auf ein Forschungsprogramm unter dem Namen „Torsion und Biegung von Stahlbetonbalken“ an der ETH Zürich zurück, in dem zahlreiche Versuche hauptsächlich an Stahlbetonbalken unter reiner Torsion oder Torsion in Kombination mit Biegung als elementare Grundlagenforschung auf diesem Gebiet durchgeführt wurden [64, 65]. Dabei handelt es sich um Versuche an einfeldrigen Stahlbetonträgern, deren Erkenntnisse jedoch in Teilen auf Spannbetonbalken übertragbar sind. So geht bereits aus den Untersuchungen von *Lampert, Lüchinger und Thürlimann* [63] hervor, dass die Ausbildung eines umlaufenden Fachwerks bei Versuchen mit überwiegender Biegung ausbleibt, sobald die Biegedruckkraft größer als die Zugkraft aus Torsion ist.

Als Erweiterung dieses Forschungsprogramms von Versuchsträgern unter reiner Torsion oder Torsion mit Biegung wurde folglich die kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion untersucht. Im Zuge der dritten Serie dieses Forschungsprogramms werden vier Versuche an Stahlbetonträgern und zwei Versuchsträger an Spannbetonträgern untersucht. Die wenigen Spannbetonträger, die für die hier vorliegende Arbeit von Interesse wären, wurden unter reiner Torsionsbeanspruchung untersucht mit dem Ziel, den grundsätzlichen Einfluss der Vorspannwirkung auf das Tragverhalten in Kombination mit Torsion zu untersuchen. Hieraus geht hervor, dass unter der Voraussetzung des gleichzeitigen Erreichens der Fließgrenze von Betonstahlbewehrung und Spannbewehrung, die Spannbewehrung als äquivalente Längsbewehrung im Querschnitt betrachtet werden kann und somit das Fachwerkmodell auch auf den Spannbetonbau anwendbar ist.

### **Kordina/Teutsch (1982)**

Der im Rahmen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (*DAfStb Heft 334*) [102] erschienene Forschungsbericht aus dem Jahr 1982 zu Versuchen an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion stellt eine der wenigen Arbeiten dar, die sich im Kern bereits mit der untersuchten Problematik in dieser Dissertation beschäftigen. Unter dem Titel „Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion“ wurde eine umfangreiche Versuchsstudie an zehn Spannbetonbalken mit unterschiedlichen Querschnittsgeometrien, Vorspanngraden,  $M/T$ -Verhältnissen sowie Bewehrungsverteilungen der Bügel- und Längsbewehrung durchgeführt und im Hinblick auf Spannungs- und Verformungszustände der Versuchskörper analysiert.

Die Versuchsergebnisse wurden im Anschluss mit seinerzeit gültigen Traglastmodellen, Bemessungsvorschriften und Angaben zur Ermittlung der Steifigkeit verglichen. Hinsichtlich der Traglast wurden die Bruchschnittgrößen der Versuchsbalken den rechnerischen Torsionsbruchmomenten nach *DIN 4227/1* [26], der *CEB-FIP Mustervorschrift* [19], der Fachwerkanalogie mit variablem Druckstrebenneigungswinkel [73], [34], [62] sowie dem Bemessungsverfahren nach *Collins/Mitchell* [17] gegenübergestellt. Dabei wurde festgestellt, dass die Traglast von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion mit den vorgestellten Traglastmodellen und Bemessungsvorschriften, bei denen die Gesamtbewehrung annähernd gleich beansprucht wird, zufriedenstellend abgebildet werden konnte. Im Hinblick auf ein Versagen nur einer Bewehrungsart bzw. Bruch der Druckstrebe ergibt die Fachwerkanalogie mit variablem Druckstrebenneigungswinkel die größten Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen.

Für die Analyse des Verformungs- und Steifigkeitsverhaltens der Versuchsträger im gerissenen Zustand werden die Ansätze zur Steifigkeitsermittlung von *Lampert/Thürlimann* [103], *Karlsson* [56] und *Ojha* [89] mit den Ergebnissen der Steifigkeitsmessung aus den experimentellen Versuchen verglichen. Da es sich bei den tatsächlichen Steifigkeiten im Zustand II jedoch nicht um eine konstante Größe handelt, die einen gesamten Bereich abdeckt, wird schlussendlich empfohlen, das Verformungsverhalten im gerissenen Zustand durch eine Beanspruchungs-Verformungsbeziehung zu definieren.

Alternativ wird die pragmatische Empfehlung gegeben, obere und untere Grenzwerte für die Torsionssteifigkeit vorzugeben, wie es auch in der *CEB-Mustervorschrift* [19] sowie im *Heft 240 des DA/Stb* [42] empfohlen ist.

Zusammenfassend wurden aus den Versuchsergebnissen für das Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion vor Rissbildung geschlossen, dass der Zustand I durch die Elastizitätstheorie ausreichend genau beschrieben werden kann. Dabei ist jedoch der Abfall der Torsionssteifigkeit um 20-30 % gegenüber den Werten der Elastizitätstheorie infolge Mikrorissbildung zu berücksichtigen. Im gerissenen Zustand II wird das Tragverhalten hauptsächlich durch Menge und Art der Bewehrung sowie die Betongüte und das  $M/T$ -Verhältnis beeinflusst. Das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung konnte die Traglast dabei für Rechteck- und Hohlquerschnitte gut abbilden. Auch auf die Mitwirkung nicht voll ausgenutzter Spannglieder im Querschnitt wird im Rahmen der Untersuchungen eingegangen. Nach *Kordina/Teutsch* [102] leisten durch Biegung nicht ausgenutzte Spannbewehrungsanteile einen nennenswerten Beitrag zur Torsionstragfähigkeit. Dabei kann die Spannbewehrung als eine äquivalente Längsbewehrung ersetzt werden. Hinsichtlich des Verformungsverhaltens geht aus den Untersuchungen hervor, dass die Torsionssteifigkeit im Zustand II für überwiegend biegebeanspruchte Spannbetonbalken ( $M/T > 6$ ) etwa 25% der Anfangssteifigkeit beträgt. Im Gegensatz zu überwiegend torsionsbeanspruchten Balken liegt dieser Wert deutlich höher.

#### 2.4.2 Untersuchung des Abfalls der Torsionssteifigkeit im Zustand II

##### Leonhard/Walther (1968)

Wie bereits *Kolodziejczyk* [59] in ihrer Dissertation beschreibt, führten *Leonhardt/Walther* [71] zwei Versuche an vorgespannten Hohlkastenträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion durch, hauptsächlich mit dem Ziel, den Abfall der Torsionssteifigkeit experimentell zu quantifizieren. Bild 2-19 zeigt die Ergebnisse der beiden Versuchsträger im Hinblick auf den gemessenen Abfall der Torsionssteifigkeit, wobei sich die beiden Versuchsträger lediglich durch das zugrundegelegte  $M/T$ -Verhältnis unterscheiden. Der Abfall der Torsionssteifigkeit auf 20 % des linear-elastischen Wertes konnte durch die Versuche bestätigt werden, wobei anzumerken ist, dass die Versuche unter für den Brückenbau verhältnismäßig großer Torsionsbeanspruchung ( $M/T = 2 - 3,75$ ) getestet wurden.

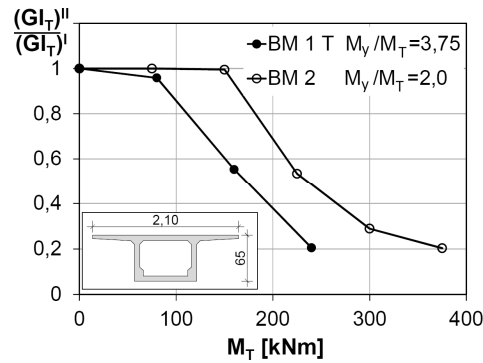


Bild 2-19: Abfall der Torsionssteifigkeit für verschiedene  $M/T$ -Verhältnisse aus [59] nach [71]

**Kordina/Teutsch (1982)**

Auch *Kordina/Teutsch* [102] haben im Rahmen ihres Versuchsprogramms insgesamt zehn Versuche an Spannbetonträgern mit Hohlkasten-, Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion untersucht. Fünf der untersuchten Spannbetonträger wiesen einen Plattenbalkenquerschnitt auf. Neben dem Vorspanngrad und der Querschnittsform wurde auch hier das Beanspruchungsverhältnis von Biegemoment zu Torsionsmoment variiert. Dabei wurden allerdings auch in dieser Versuchsreihe hauptsächlich Versuche mit überwiegender Torsionsbeanspruchung untersucht ( $M/T < 4$ ).

Lediglich ein Versuchsträger mit Plattenbalkenquerschnitt wurde unter überwiegender Biegebeanspruchung ( $M/T > 10$ ) durchgeführt, was der realen Beanspruchung im Brückenbau entspricht.

Als Ergebnis der Versuchsreihe im Hinblick auf den Abfall der Torsionssteifigkeit zeichnete sich eine starke Abhängigkeit vom Beanspruchungsverhältnis ab, wobei die Versuchsträger mit überwiegender Torsionsbeanspruchung größere Rissbreiten und einen stärkeren Abfall der Torsionssteifigkeit im Vergleich zu dem Versuchsträger unter überwiegender Biegebeanspruchung aufwiesen.

Wie in [102] bereits beschrieben, konnte bei allen Versuchen ein Abfall der Torsionssteifigkeit im Bruchzustand auf 3 – 20 % der Anfangssteifigkeit bestätigt werden (Bild 2-20).

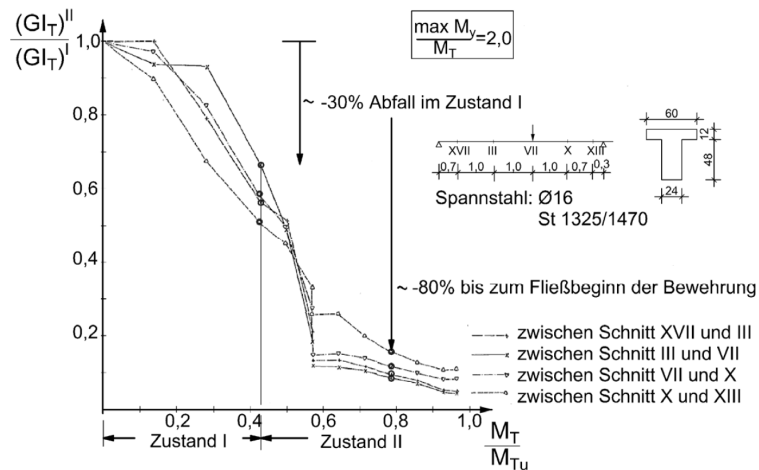


Bild 2-20: Abfall der Torsionssteifigkeit aus [59] nach [102]

## 2.5 Bisherige Erkenntnisse und offene Fragestellungen

Aus den allgemeinen Betrachtungen zur Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern sowie den bisherigen Untersuchungen zum Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wird ersichtlich, dass zum einen die in den derzeit gültigen Nachweisformaten sowohl für den Brückenneubau als auch für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken enthaltenen Regelungen für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit häufig auf Basis reiner Torsionsbeanspruchung an kleinmaßstäblichen Versuchen an Einfeldträgern basieren. Die wenigen Arbeiten, bei denen eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion zu Grunde gelegt wurde, wurden hauptsächlich unter überwiegender Torsionsbeanspruchung geführt, sodass eine Übertragung auf den Brückenbau, bei dem die Biegebeanspruchung der Torsionsbeanspruchung in der Regel deutlich überwiegt, nur bedingt gegeben ist. Die Bestimmung realitätsnaher Verhältnisse von Biegemoment zu Torsionsmoment, wie sie bei Plattenbalkenbrücken üblich sind, erfordern folglich weiterführende Untersuchungen.

Darüber hinaus wurde zwar der Abfall der Torsionssteifigkeit im Zustand II von [89] unter kombinierter Beanspruchung untersucht, jedoch basieren die Untersuchungen auf Einfeldträgerversuchen, bei denen zu hinterfragen ist, ob das gesamte Tragverhalten und somit auch der Abfall der Torsionssteifigkeit durch die Umlagerung der inneren Kräfte von Durchlaufträgersystemen beeinflusst wird. Diese realitätsnahe Bestimmung kann nur im Rahmen von weiterführenden experimentellen Untersuchungen gewährleistet werden.

Außerdem besteht seit jeher die Frage nach der Anrechenbarkeit von rechnerisch nicht voll ausgenutzten Spanngliedern entsprechend ihrer Lage im Querschnitt auf die Torsionslängsbewehrung. Insbesondere vor dem Hintergrund der Nachrechnung von Spannbetonbrücken und der Möglichkeit von Tragreserven besteht ein großes Interesse zu ermitteln, inwieweit nicht voll ausgenutzte Spannglieder zur Tragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung und beliebiger Lage im Querschnitt beitragen. Diese Frage wurde im Rahmen der bisherigen Untersuchungen auf dem Gebiet nicht thematisiert. Ein durch Versuche abgesichertes Nachweisverfahren hierzu fehlt.

Daher sind für die realitätsnahe Darstellung des Torsionstragverhaltens von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion sowie die Verifikation von analytischen Ansätzen zum Nachweis der erforderlichen Torsionslängsbewehrung unter Anrechnung nicht voll ausgenutzter Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt, experimentelle Untersuchungen an großformatigen Durchlaufträgern als Versuchsträger erforderlich.

Als zentrale Fragestellung soll dabei untersucht werden, wie sich die kombinierte Beanspruchung auf Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern auswirkt. Im Detail wird dabei folgenden Aspekten nachgegangen:

- Inwieweit tragen nicht voll ausgenutzte Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt zur Tragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung bei?
- Wie wirkt sich die ungerissene Druckzone bei kombinierter Beanspruchung auf die Tragfähigkeit aus?
- Kann die pauschale 40 % Regel der Abminderung für die Torsionssteifigkeit bei kombinierter Beanspruchung an Durchlaufträgersystemen durch Versuche bestätigt werden?
- Ist eine Rotation der Druckstreben in den angegebenen Grenzen ( $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ ) möglich?
- Inwieweit können von der Norm DIN EN 1992-2/NA [24] abweichende konstruktive Ausbildungen der Torsionsbügel bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit dennoch berücksichtigt werden?

### 3 Analytisches Ingenieurmodell zur Nachrechnung von älteren Spannbetonbrücken unter M+V+T

Die Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden älteren Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung nach heutigem Stand der Normung führt insbesondere bei Querkraft und Torsion häufig zu deutlichen Defiziten. Wie bereits in der Einleitung erläutert, sind die Gründe hierfür vielfältig und die genannten Defizite betreffen häufig sowohl die Bügel für Querkraft und Torsion als auch die Torsionslängsbewehrung. Während beim Spannbeton die Bügel bei der Querkrafttragfähigkeit durch einen relativ großen Betontraganteil, z.B. aus der Druckbogenwirkung, entlastet werden, ist dies bei den Torsionsbügeln nicht der Fall. Da es sich in den schlimmsten Fällen im Rahmen einer Nachrechnung um Brücken handelt, die weniger Bewehrung als die Mindestquerkraftbewehrung aufweisen, sind genauere Verfahren zur Beurteilung der Schubtragfähigkeit aus Querkraft und Torsion erforderlich.

Darüber hinaus gilt das Bemessungsmodell für Torsion in DIN EN 1992-2 [23] für reine Torsionsbeanspruchung. Bei Spannbetonbrücken liegt aber immer eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion vor. Die näherungsweise Anwendung des Bemessungsmodells für Torsion nach DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA [24] bei kombinierter Beanspruchung, wobei die Biegebeanspruchung üblicherweise überwiegt, ergibt eine zutreffende Torsionsbügel- aber konservative Torsionslängsbewehrung.

In diesem Kapitel wird daher ein analytisches Modell als Näherungsverfahren zur Nachrechnung von Spannbetonbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion vorgestellt, welches auf mechanischen Grundlagen beruht. Mit Hilfe dieses Näherungsverfahrens ist es möglich, die Tragfähigkeit von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Sinne einer sicheren Bemessung zu bestimmen. Das Verfahren bietet die Möglichkeit, Spannbetonbrücken im Zuge einer Nachrechnung unter Ausnutzung vorhandener Tragreserven noch nachweisen zu können, die sich nach den aktuellen Regelwerken nicht mehr nachweisen lassen. Der vorgestellte Ansatz wird kombiniert mit den bereits vorhandenen Verfahren „Druckbogenmodell“ und „erweitertes Druckbogenmodell“ oder „Fachwerkmodell mit Betontraganteil“.

Für die Torsionslängsbewehrung wird ein Ansatz hergeleitet, bei dem die erforderliche Torsionslängsbewehrung nach Norm für reine Torsion in eine äquivalente Längszugkraft umgerechnet wird, die entsprechend bei der Biegebemessung mitberücksichtigt wird, um die Tragreserven der Spannglieder zu nutzen.

### 3.1 Schubtragfähigkeit infolge Querkraft und Torsion

#### 3.1.1 Allgemeines

Bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken unter kombinierter Beanspruchung müssen bei dem Nachweis der Schubtragfähigkeit in Längsrichtung der Querkraft- und der Torsionsanteil berücksichtigt werden. Während der Querkraftanteil die gesamte Querschnittsbreite beansprucht (Bild 3-1a), ist der Torsionsanteil nur in den Randbereichen wirksam (Bild 3-1b). Während sich auf der einen Stegseite die Schubspannungen aus  $V+T$  addieren, subtrahieren sie sich auf der anderen Seite (Bild 3-1a). Der Ansatz einer konstanten Spannung entsprechend der effektiven Stegdruckfestigkeit  $v \cdot f_{cd}$  über die idealisierte Wanddicke bzw. Druckstrebenbreite  $t_{eff}$  stellt eine Vereinfachung gegenüber dem tatsächlich vorhandenen nichtlinearen Verlauf der Betonspannungen zum Querschnittsrand dar. Während die Schubspannungen aus Querkraft gleichmäßig über die Breite des Querschnitts verteilt sind, sind die Schubspannungen aus Torsion eigentlich nichtlinear verteilt. Der Gesamtschubfluss in den einzelnen Schubwänden setzt sich dann aus den Anteilen Querkraft und Torsion zusammen (Bild 3-1c).

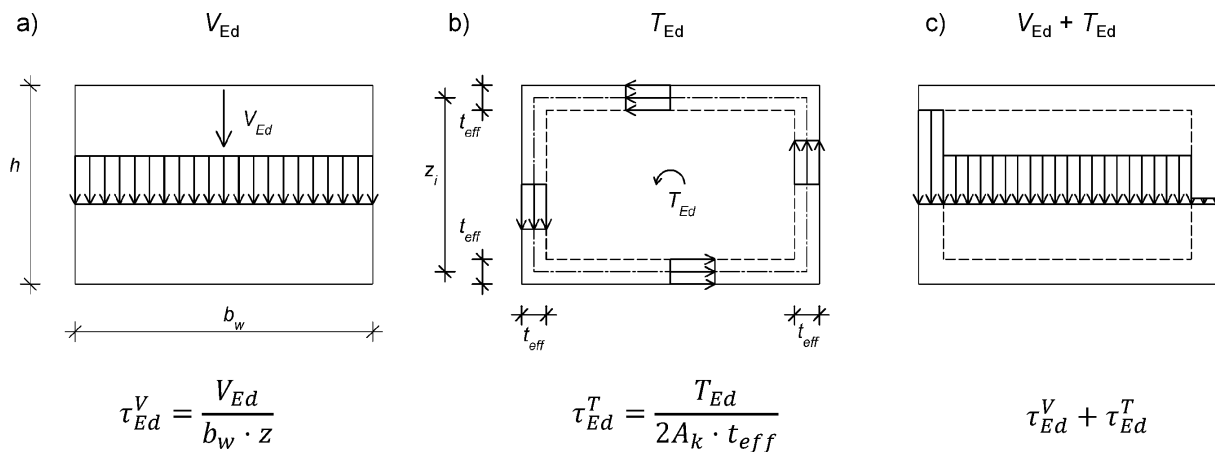


Bild 3-1: Überlagerung von Querkraft und Torsion in den Wänden eines Vollquerschnitts aus [80]

Während sich die Querkrafttragfähigkeit zusammensetzt aus einem Fachwerktraganteil und einem zusätzlichen Betontraganteil, ist für die Torsionstragfähigkeit kein zusätzlicher Betontraganteil vorhanden. Auf Grund der Modellvorstellung des räumlichen Hohlkastens mit wendelartig verlaufenden Betondruckstreben werden die Zugkräfte ganz der netzfachwerkartigen Bewehrung aus Bügeln und Längsstäben zugewiesen, die durch keinen Betontraganteil, beispielsweise aus einem geneigten Druckgurt, entlastet werden. Eine Abminderung der Torsionsbewehrung auf Grundlage eines Betontraganteils analog zur Querkraft ist nicht möglich.

Daher besteht das Vorgehen für den Nachweis der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit im Hinblick auf die Nachrechnung von Spannbetonbrücken darin, zunächst die für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit erforderliche Bügelbewehrung von der gesamten vorhandenen Bügelbewehrung abzuziehen und den Querkraftnachweis mit der verbleibenden Bügelbewehrung auf Basis der zur Verfügung stehenden Nachweisverfahren der Stufe 2 oder der Stufe 4 der NRR zu führen.

### 3.1.2 Das Druckbogenmodell für Biegung und Querkraft (DBM)

Wie bereits in [79] beschrieben, wird bei dem Druckbogenmodell (DBM) nach [40], [57] dem Fachwerkmodell die Tragwirkung eines vereinfacht bestimmten Betondruckbogens infolge Vorspannung und Querkraftbiegung überlagert. Zur Ermittlung des Druckbogenverlaufs längs eines Balkens werden die Dehnungsebenen aus den zugehörigen Biegemomenten und der Vorspannwirkung in diskreten vertikalen Schnitten längs eines Bauteils bestimmt (Bild 3-2). Auf Basis dieser Dehnungsebenen werden die Druckzonenhöhe  $x$  und der Abstand  $a$  der horizontalen Biegedruckkraft  $F_{cd}$  zum Querschnittsrand bestimmt. Infolge der entlang eines Trägers veränderlichen Spanngliedhöhenlage und des veränderlichen Biegemomentes variiert die Lage dieser horizontalen Biegedruckkraft. Aus der Verbindungslinie der Druckzonenhöhen ergibt sich der überdrückte Bereich, aus der Verbindungslinie der horizontalen resultierenden Biegedruckkräfte der Druckbogenverlauf. Letztlich resultiert aus der vertikalen Komponente der geneigten Biegedruckkraft  $F_{cd}$  des Druckbogens ein zusätzlicher Querkrafttraganteil  $V_{ccd}$  des Betons.

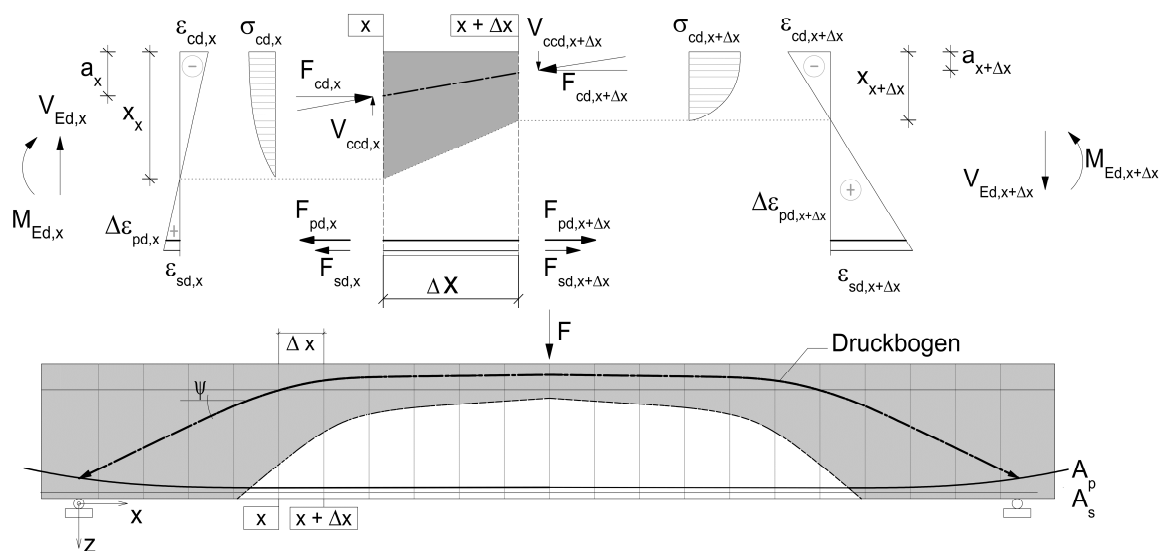


Bild 3-2: Bestimmung des Verlaufs der geneigten Biegedruckkraft, in Anlehnung an [57]

Das Druckbogenmodell kann mit ausreichender Genauigkeit zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken im ungerissenen Zustand I oder bei vorwiegender Biegerissbildung und schwach ausgeprägter Schubrißbildung auch im Zustand II herangezogen werden, d. h. bei Ebenbleiben der Querschnitte. Damit ist es für die realitätsnahe Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht in jedem Fall geeignet. Dies trifft besonders in Bereichen mit zu erwartender ausgeprägter Schubrißbildung zu, in denen ein Ebenbleiben der Querschnitte nicht gegeben ist.

### 3.1.3 Das Erweiterte Druckbogenmodell für Biegung und Querkraft (EDBM)

Das Erweiterte Druckbogenmodell (EDBM) basiert auf dem idealisierten Fachwerkmodell. Es dient der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balken auch bei Schrägrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit [40], [41], [78]. Bei Schrägrissbildung (Schub- und Biegeschubrisse) gilt das Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr. In Folge der schrägen Risse können sich die inneren Kräfte bei

querkraftbewehrten Balken teilweise in ein fachwerkartiges Tragsystem umlagern. Zur Berücksichtigung der Umlagerung innerer Kräfte in ein fachwerkartiges Tragsystem wird zusätzlich zur horizontalen Biegedruckkraft  $F_c$  infolge Biegemoment  $M_E$  und Vorspannwirkung nach dem EDBM auch die horizontale Komponente  $F_{cwh}$  der geneigten Druckstrebenkräfte  $F_{cw}$  aus der idealisierten Fachwerkwirkung im Steg infolge Querkraft bei der Bestimmung des Druckbogenverlaufes in Ansatz gebracht (Bild 3-3).

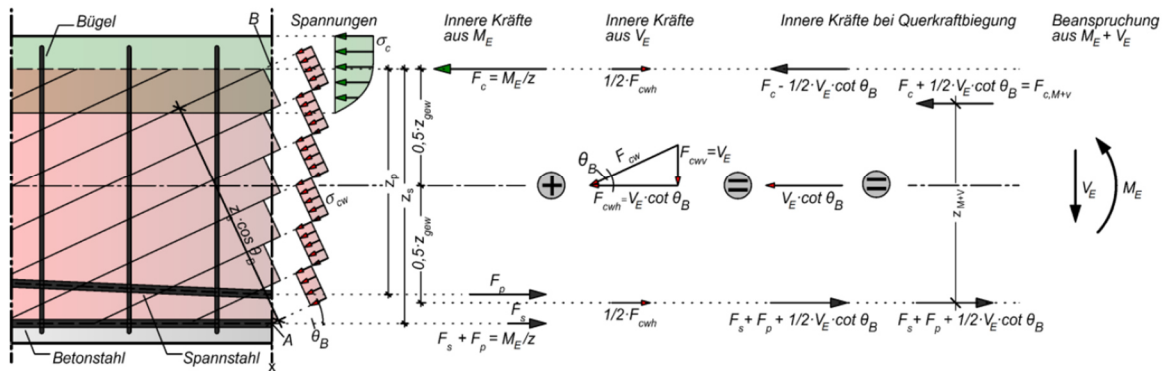


Bild 3-3: Idealisiertes Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens bei Querkraftbiegung aus [40]

Der daraus resultierende Druckbogen weicht daher in Abhängigkeit von der Größe der einwirkenden Querkraft mehr oder weniger vom Verlauf des Druckbogens ab, welcher vereinfacht nach dem Druckbogenmodell (DBM) ohne Berücksichtigung einer Schubrissbildung ermittelt wurde. Das EDBM ist detailliert auch für die Anwendung in D-Bereichen (Fächer über Auflager) in [79] beschrieben. Für weitere Details wird auf [40] verwiesen.

### 3.1.4 Anwendung eines zusätzlichen Mindestwerts des Betontrageanteils für das (E)DBM

Ausgehend vom elementaren Ansatz für die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung nach Zink [117], haben Herbrand [47] und Herbrand/Hegger [48] einen Lösungsansatz zur Bestimmung des Betontrageanteils zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung vorgestellt. Bei diesem Verfahren kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf Querschnittsebene erfolgen, wohingegen das Druckbogenmodell bzw. das erweiterte Druckbogenmodell stets einen Nachweis auf Systemebene erfordert.

Das Modell von Herbrand/Hegger [48] basiert auf der Bestimmung eines auf Basis des Plastizitätskreises hergeleiteten Mindestwertes des Betontrageanteils, der folglich auch zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nach dem DBM bzw. dem EDBM in Ansatz gebracht werden kann.

Im Zuge der Brückennachrechnung wurde der Ansatz von Herbrand/Hegger [48] in die zweite Ergänzung der NRR aufgenommen und führt durch einen Nachweis auf Querschnittsebene nach Gleichung (3-1) zu einem Betontrageanteil von:

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15\sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3-1)$$

Der Mindestwert nach Gleichung (3-2) ist dabei:

$$V_{Rd,ct,min} = k_{ct} \cdot [v_{min} - 0,15 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (3-2)$$

Der Höchstwert ergibt sich nach Gleichung (3-3) zu:

$$V_{Rd,ct,max} \leq 1,0 + 0,3 \cdot \frac{\rho_{w,vorh}}{\rho_{w,min}} \leq 1,3 \quad (3-3)$$

mit  $k_{ct}$  Duktilitätskoeffizient  
 $\rho_w$  Querkraftbewehrungsgrad

Im Hinblick auf das DBM/EDBM ist der Ansatz eines Mindestbetontraganteils ebenfalls sinnvoll und physikalisch begründet, da es hier teilweise modellbedingt zu Bereichen mit flach verlaufendem Druckbogen kommt. In diesen Bereichen kann der Ansatz des Mindestbetontraganteils nach dem Modell von Herbrand/Hegger [48] mit dem DBM/EDBM sinnvoll kombiniert werden.

Demensprechend gilt, dass in Bereichen, in denen der Betondruckbogen flach verläuft, die Querkrafttragfähigkeit nicht kleiner angesetzt zu werden braucht, als der Mindestwert  $V_{Rd,ct,min}$  nach dem Bemessungsverfahren der Nachrechnungsrichtlinie in Absatz 12.4.3.3 (4), entsprechend Gleichung (3-4):

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= V_{pd} + V_{ccd} + V_{Rd,sy} \\ &= V_{pd} + V_{ccd} + \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \\ &\geq V_{pd} + V_{Rd,ct,min} + \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \end{aligned} \quad (3-4)$$

Dabei ist:

$V_{pd}$  Querkraftkomponente des geeigneten Spannglieds

Das DBM/EDBM wurde in den Versuchen an der TU Dortmund validiert für frei gewählte Druckstrebenneigungen:  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$

### 3.1.5 Weitere Ansätze

In jüngster Vergangenheit wurden darüber hinaus weitere Ansätze zur realitätsnahen Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken mit geringer Querkraftbewehrung entwickelt. Darunter sind vor allem die Untersuchungen an der TU Wien von Huber *et. al* [53, 54] aus dem das Flexural Shear Crack Model nach Huber [52] hervorging zu nennen.

### 3.2 Torsionstragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung (M+V+T)

#### 3.2.1 Torsionstragverhalten bei reiner Torsion (T)

Die Bemessungsformeln in EC2 gelten für reine Torsionsbeanspruchung bei einem Stahlbetonstab. Während beispielsweise bei den Stegen die vertikalen Kraftkomponenten der unter dem Winkel  $\theta$  geneigten Betondruckstrebenkräfte durch die Bügel aufgenommen werden, müssen deren horizontalen Kraftkomponenten an der Stirnfläche durch die Torsionslängsbewehrung ins Gleichgewicht gesetzt und zurückverankert werden (Bild 3-4). Für reine Torsion werden gleiche Bewehrungsmengen für Längsstäbe und Bügel angestrebt ( $m = 1$ ), damit sowohl Längs- als auch Bügelbewehrung im Bruchzustand annähernd gleichzeitig die Fließgrenze erreichen. Ungleiche Bewehrungsmengen ( $0,5 \leq m \leq 2,0$ ) können ebenfalls voll ausgenutzt werden, weil sich die inneren Kräfte durch Rotation der Druckstreben den Zugkraftverhältnissen anpassen.

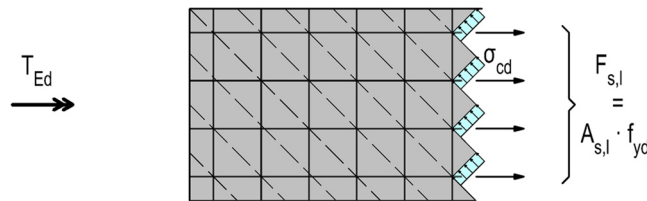


Bild 3-4: Reine Torsion – Stahlbeton aus [79]

Im Falle einer zusätzlichen äußeren Druckkraft  $P$  auf die Stirnflächen, z.B. aufgebracht über eine starre Platte durch eine Vorspannkraft, reduziert sich die erforderliche Torsionslängsbewehrung, bzw. bei ausreichend großer Kraft  $P$  ist sie nicht mehr erforderlich (Bild 3-5). Die horizontalen Kraftkomponenten der geneigten Druckstrebenkräfte werden durch die Vorspannkraft  $P$  ins Gleichgewicht gesetzt.

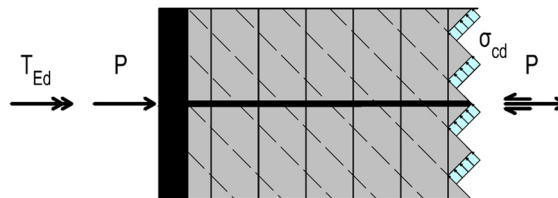


Bild 3-5: Reine Torsion – Spannbeton, Idealisierte Krafteinleitung von  $P$  durch starre Platte aus [79]

#### 3.2.2 Torsionstragverhalten bei kombinierter Beanspruchung (M+V+T)

Bei einem Spannbetonbalken sind die Trägerenden mit den Spanngliedverankerungen i.d.R. ungerissen, so dass sich vergleichbare Verhältnisse ergeben, die eine Reduzierung der Torsionslängsbewehrung gemäß [23] erwarten lassen (Bild 3-6).

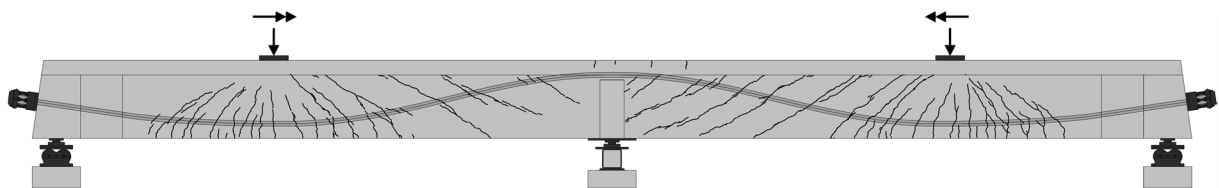


Bild 3-6: Kombinierte Beanspruchung –  $M + V + T$  aus [79]

Basierend auf diesen Modellvorstellungen kann die im folgenden Kapitel 3.2.4 beschriebene Vorgehensweise bei der Ermittlung der Torsionslängsbewehrung für die Auslegung der in Kapitel 4 beschriebenen Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung ( $M + V + T$ ) zugrunde gelegt werden, sofern die Beanspruchung aus Biegung überwiegt.

### 3.2.3 Ermittlung der zusätzlichen Bügelbewehrung infolge Torsion

Die gesamte erforderliche Bügelbewehrung resultiert aus der Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung des Betontraganteils beispielsweise nach dem DBM/EDBM, superponiert mit dem ermittelten zusätzlichen Anteil aus der erforderlichen Torsionsbügelbewehrung. Während bei der Querkraftbeanspruchung eine deutlich reduzierte Bügelbewehrung aus dem Druckbogenmodell resultiert, muss die erforderliche Torsionsbügelbewehrung nach DIN EN 1992-2 vollständig eingebaut werden, da bei Torsion kein zusätzlicher Betontraganteil analog zur Querkraft-/ Momentenbeanspruchung gegeben ist. Die Torsionsbügelbewehrung ermittelt sich dementsprechend nach Gleichung (3-5) wie folgt:

$$a_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \tan \theta \quad (3-5)$$

### 3.2.4 Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion

Hinsichtlich der Längsbewehrung kann die Bemessung der zusätzlich erforderlichen Torsionslängsbewehrung unter Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion erfolgen. Dabei kann die resultierende Längszugkraft  $N_{T,Ed}$  aus der statisch erforderlichen Torsionslängsbewehrung ermittelt werden. Diese wird dann als Zugkraft zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt und bei der Biegebemessung berücksichtigt (Bild 3-7). Diese Idealisierung erfolgt bei einer Beanspruchung überwiegend durch Biegung, um die Tragreserven der Spannglieder zu aktivieren. Dies ist immer dann möglich, wenn sie aus der Beanspruchung aus Biegung nicht voll ausgenutzt sind.

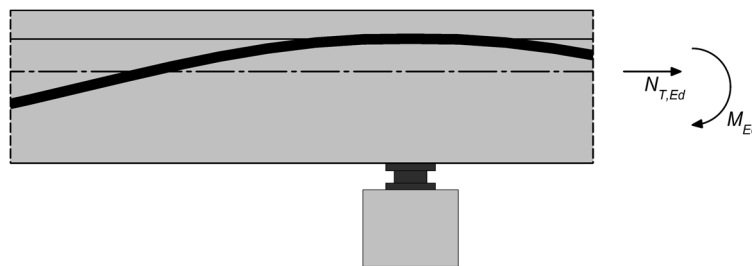


Bild 3-7: Ermittlung der Längsbewehrung infolge  $M_{Ed} + N_{T,Ed}$ :  $A_{s(M,T)}$  aus [79]

Bei der Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion wird zunächst von dem durch die Torsionslängsbewehrung aufnehmbaren Torsionsmoment  $T_{Ed}$  nach DIN EN 1992-2 [23] ausgegangen, (Gleichung (3-6)).

$$T_{Ed} = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \tan \theta \quad (3-6)$$

Daraus geht durch Umstellung von Gleichung (3-6) die zugehörige Längskraft aus Torsion  $N_{T,Ed}$  hervor (Gleichung (3-7)), die im Schwerpunkt des Querschnitts bei der Biegebemessung mit angesetzt wird.

$$N_{T,Ed} = A_{st} \cdot f_{yd} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot \theta \quad (3-7)$$

Bei dieser Vorgehensweise werden die positiven Effekte aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone infolge Biegung sowie insbesondere der Tragreserven der Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt bei der Bemessung in Näherung und automatisch beim Nachweis mitberücksichtigt.

### 3.3 Repräsentative M/T-Verhältnisse für Plattenbalkenbrücken

#### 3.3.1 Allgemeines

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus  $M$ ,  $V$  und  $T$  ist das Tragverhalten im Zustand II stark abhängig vom Größenverhältnis dieser Schnittgrößen zueinander. Überwiegt das Biegemoment, stellt sich eine andere Rissbildung ein als bei starker Torsion mit kleinem Biegemoment. Das Verhältnis von  $V$  zu  $T$  bestimmt, ob eine Seite frei von Schubrisen bleibt oder sich bei entsprechend großer Torsion die Neigung der Schubrisse sogar umkehrt. Für die Querverteilung der Verkehrslasten bei Plattenbalkenbrücken spielt die Torsionssteifigkeit der Längsträger eine große Rolle.

Hinsichtlich der Größe der Torsionsmomente ist bei zwei- oder mehrstegigen Plattenbalken zudem zu beachten, dass die längsverlaufenden Stege häufig in den Auflagerachsen durch Querträger verbunden sind. Nach üblicher Stabstatik am Trägerrost verursachen die Einspannmomente der Fahrbahnplatte in die Längsträger in den Längsträgern Torsion, wobei die größte Beanspruchung an der Verbindung Längsträger/Querträger auftritt. Die so ermittelten Schnittgrößen bestimmen i.d.R. die Querschnittsabmessungen der Längsträger und die erforderliche Bewehrung.

In der Wirklichkeit sind die Verhältnisse jedoch günstiger. Durch monolithische Verbindung der Platte mit den Stegen der Hauptträger wird die Torsion nicht nur diskret am Anschnitt zum Querträger abgegeben. Ein gewisser Anteil wird bereits davor stetig durch die monolithisch verbundene Platte abgenommen. Dadurch wird die Torsion gegen das Trägerende im Längsträger abgebaut (vgl. *Eibl* [33]). Hierdurch entsteht eine Tragreserve.

Die Abminderung der Torsionssteifigkeit wird für eine günstigere Querverteilung genutzt, um eine realitätsnahe Größenordnung der Torsionsschnittgrößen zu erreichen.

Ein Einflussparameter auf den Abfall der Torsionssteifigkeit stellt in diesem Zusammenhang das  $M/T$ -Verhältnis dar. Die in der Vergangenheit durchgeführten Torsionsversuche mit kombinierter Biegebeanspruchung oder kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchung wurden jedoch häufig mit sehr kleinen  $M/T$ -Verhältnissen durchgeführt. Die Ergebnisse werden kontrovers diskutiert. Während *Thürlimann/Lüchinger* [103] in ihrer Versuchsreihe feststellten, dass ein zusätzliches Biegemoment nur einen

geringen Einfluss auf die Torsionssteifigkeit hat, ergaben die Versuchen von *Kordina/Teutsch* [101, 102], dass vorwiegend torsionsbeanspruchte Träger größere Rissbreiten und einen wesentlich stärkeren Abfall der Torsionssteifigkeit aufwiesen als vorwiegend auf Biegung beanspruchte Träger.

Im Hinblick auf die experimentellen Untersuchungen unter kombinierter Beanspruchung ist es dementsprechend von entscheidender Bedeutung, im Vorfeld die für den Brückenbau übliche Verteilung der Schnittgrößenverhältnisse entlang Längsträger zu ermitteln. Aus diesem Grund wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens [45] Voruntersuchungen zum Einfluss des  $M/T$ -Verhältnisses durchgeführt [5], deren Ergebnisse im folgenden Kapitel zusammengefasst werden. Für die Untersuchungen zum Einfluss des  $M/T$ -Verhältnisses bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wurden in diesem Zusammenhang Plattenbalkenquerschnitte unterschiedlicher Geometrien ausgewählt, anhand derer die  $M/T$ -Verhältnisse auf Grundlage einer Nachrechnung der Längsträger mit ermittelt wurden.

Betrachtet werden sowohl schlanke als auch gedrungene Querschnitt, die sich nach Gleichung (3-8) bzw. Gleichung (3-9) unterscheiden lassen (Bild 3-8):

$$b_{eff}/b_w \geq 5 \quad (\text{schlanke Querschnitte}) \quad (3-8)$$

$$b_{eff}/b_w < 5 \quad (\text{gedrungene Querschnitte}) \quad (3-9)$$

Ist der Steg gevoutet ausgeführt, wird die anzusetzende Stegbreite  $b_w$  nach Gleichung (3-10) gemittelt:

$$b_w = b_m = \frac{b_o + b_u}{2} \quad (3-10)$$

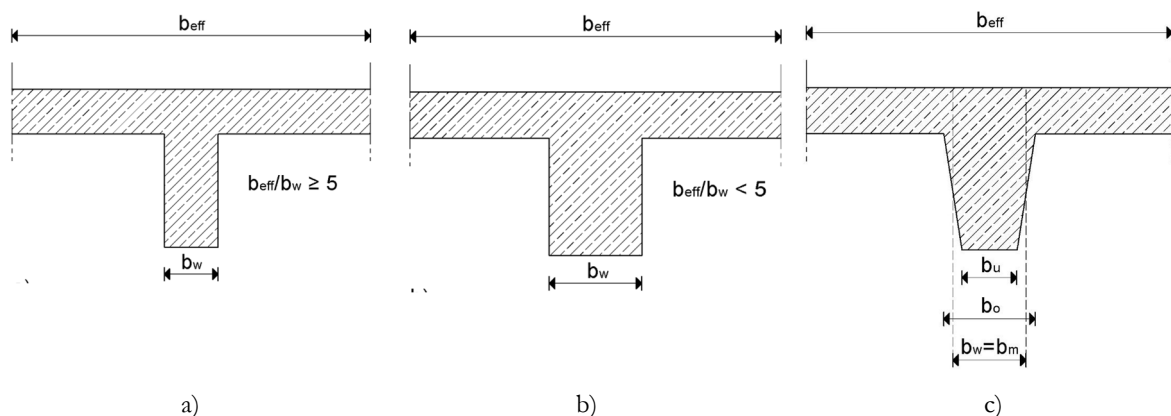


Bild 3-8: Unterteilung der Plattenbalkenquerschnitte a) schlank, b) gedrunge, c) gevoutet aus [5]

Ausgewählt wurden repräsentative ausgeführte Brückenquerschnitte mit Einfeld- und Durchlaufträgersystemen, an denen auf Basis einer Nachrechnung nach Nachrechnungsrichtlinie für das Ziellastniveau LM 1 nach DIN-Fachbericht 101 [29] die Verhältnisse von Biegemoment zu Torsionsmoment gebildet und in Längsrichtung über die gesamte Länge dargestellt wurden.

Die Torsionsschnittgrößen waren dabei gemäß NRR [10] auf 40% des linear-elastischen Ausgangswertes abgemindert. Dabei wurden insbesondere die  $M/T$ -Verhältnisse in den relevanten Nachweisschnitten über dem Auflager, im Abstand  $d$  vom Auflager und im Abstand  $2d$  vom Auflager betrachtet. Zur Ermittlung der  $M/T$ -Verhältnisse wird jeweils das maximale bzw. minimale Biegemoment unter der ständigen und vorübergehenden Einwirkungskombination mit dem zugehörigen Torsionsmoment ermittelt, um daraus die Grenzwerte für das  $M/T$ -Verhältnis zu ermitteln.

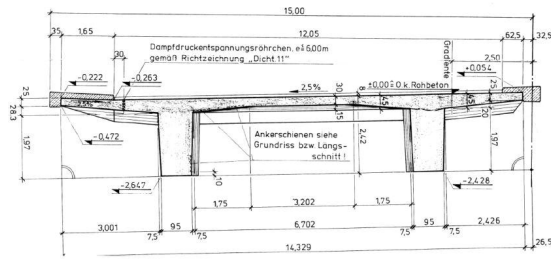
#### 3.3.2 Untersuchte Brückenquerschnitte

Die in dieser Vorstudie verwendeten Schnittgrößenverläufe zu den untersuchten Brückenquerschnitten wurden im Rahmen von [5] in Kooperation mit dem Ingenieurbüro KHP Dortmund ermittelt. Unter den Brückenquerschnitten befinden sich zwei Bauwerke, die als Einfeldträger ausgeführt wurden, sowie vier Bauwerke mit Durchlaufwirkung. In Bild 3-9 sind die untersuchten Brückenquerschnitte dargestellt. Anhand der Darstellung der untersuchten Plattenbalkenquerschnitte wird bereits deutlich, dass das  $M/T$ -Verhältnis durch unterschiedliche Steifigkeitsverhältnisse (Biege- und Torsionssteifigkeiten) beeinflusst wird. Darüber hinaus wird das  $M/T$ -Verhältnis durch das statische System beeinflusst. So sind die absoluten Biegemomente bei Einfeldträgern z.B. deutlich höher als bei Systemen mit Durchlaufwirkung.

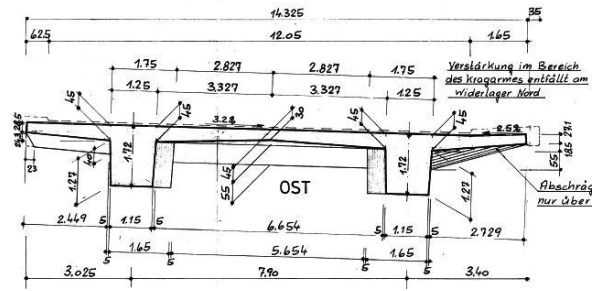
Die untersuchten Brückenquerschnitte können nach Gleichung (3-8) bzw. Gleichung (3-9) in die Querschnittstypen schlank oder gedrungen eingeordnet werden. Eine Übersicht über die unterschiedlichen Querschnittstypen gibt Tabelle 3-1.

Tabelle 3-1: Übersicht - Querschnittstypen

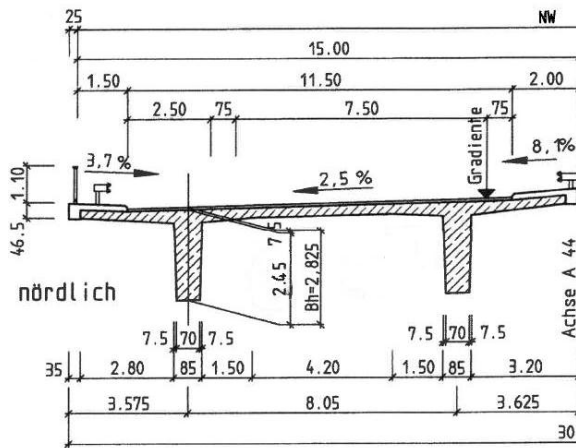
Brückenquerschnitt	$b_{\text{eff}}/b_w$	Querschnittstyp
Brücke 1	$7,29 \geq 5$	schlank
Brücke 2	$6,04 \geq 5$	schlank
Brücke 3	$8,71 \geq 5$	schlank
Brücke 4	$2,52 < 5$	gedrungen
Brücke 5	$3,04 < 5$	gedrungen
Brücke 6	$3,49 < 5$	gedrungen



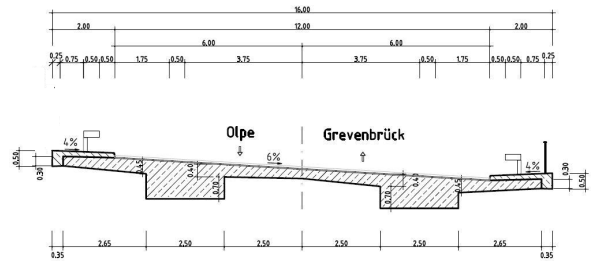
Brücke 1



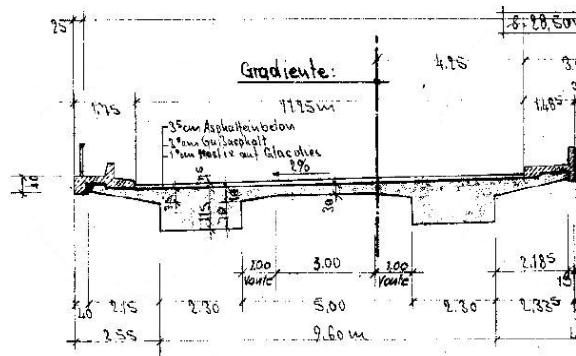
Brücke 2



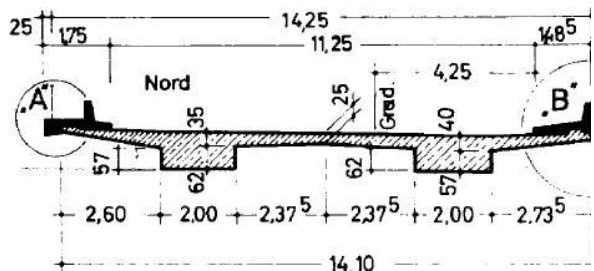
Brücke 3



Brücke 4



Brücke 5



Brücke 6

Bild 3-9: Darstellung der untersuchten Plattenbalkenquerschnitte aus [5]

Für die Ermittlung des  $M/T$ -Verhältnisses wird die Umhüllende der Schnittgrößen für das minimale bzw. maximale Biegemoment mit zugehörigem Torsionsmoment betrachtet. In Tabelle 3-2 sind die Ergebnisse der Untersuchung anhand der Schnittgrößenverläufe zusammengefasst. Für jeden Brückenquerschnitt wurde der maßgebende Schnitt für das  $M/T$ -Verhältnis ermittelt und die Ergebnisse werden für die Einfeldträger am maßgebenden Auflager im Abstand  $d$  und im Abstand  $2d$  ausgewertet. Für die Durchlaufträger war stets ein Innenstützbereich maßgebend, sodass hier die  $M/T$ -Verhältnisse direkt am Zwischenaufleger sowie im Abstand  $d$  und Abstand  $2d$  vom Zwischenaufleger ausgewertet wurden.

Tabelle 3-2: Übersicht M/T-Verhältnisse

Brücke	maßgebender Bereich	Schnitt	x [m]	M/T [-]
1 (EFT)	Auflager	x = 0	0	<b>10,2</b>
		x = d	2,36	14,8
		x = 2d	4,72	<b>19,5</b>
2 (EFT)	Auflager	x = 0	0	10,5
		x = d	1,66	11,9
		x = 2d	3,32	17,1
3*(DLT)	Innenstütze	x = 0	0	27,6
		x = d	2,39	15,0
		x = 2d	4,78	8,4
4 (DLT)	Innenstütze	x = 0	0	14,7
		x = d	1,04	12,5
		x = 2d	2,08	<b>9,4</b>
5 (DLT)	Innenstütze	x = 0	0	<b>15,6</b>
		x = d	1,04	12,7
		x = 2d	2,08	11,1
6 (DLT)	Innenstütze	x = 0	0	13,1
		x = d	1,09	12,8
		x = 2d	2,18	9,5

\* Bei dem Brückenquerschnitt 3 handelt es sich um einen sog. Homberg Querschnitt ohne aussteifender Querträger

### 3.3.3 Grenzwerte des M/T-Verhältnisses bei Plattenbalkenbrücken

Die Auswertung der M/T-Verhältnisse wurde an unterschiedlichen Querschnittsformen sowie an Einfeld- oder Durchlaufsystemen in den relevanten Nachweisschnitten im Hinblick auf eine kombinierte Beanspruchung direkt am Auflager im Abstand d und im Abstand 2d durchgeführt. Für gedrungene Querschnitte ergeben sich im Schnitt etwas geringere M/T-Verhältnisse als für schlanke Querschnitte, was durch die größere Torsionssteifigkeit des Gesamtsystems und der damit einhergehenden unterschiedlichen Querverteilung der Lasten zusammenhängt. In Abhängigkeit von der Querschnittsform ergeben sich folgende repräsentative M/T-Verhältnisse:

Schlanke Querschnitte:  $b_{\text{eff}} / b_w \geq 5$ :  $M/T = 10,2 - 19,5$  (~10 - 20)

Gedrungene Querschnitte:  $b_{\text{eff}} / b_w < 5$ :  $M/T = 9,4 - 15,6$  (~10 - 15)

Hinsichtlich des statischen Systems wirkt sich die Durchlaufträgerwirkung von mehrfeldrigen Systemen in geringem Maße auf das M/T-Verhältnis aus, sodass bei Durchlaufträgersystemen leicht niedrigere M/T-Verhältnisse zu beobachten waren. Unter den untersuchten Querschnitten befand sich auch ein schlanker sogenannter „Homberg-Querschnitt“ (Brücke 3), der durch hohe schmale Stege, die nicht über Querträger an den Auflagern miteinander verbunden sind, gekennzeichnet ist. Hier waren deutlich größere M/T-Verhältnisse zu verzeichnen, was durch die deutlich geringere Torsionssteifigkeit des Gesamtsystems bedingt durch die Geometrie der Längsträger sowie die nicht vorhandenen Querträger an den Zwischenauflagern zu begründen ist. Für diesen Querschnitt ergaben sich folgende M/T-Verhältnisse:

„Homberg“-Querschnitte:  $b_{\text{eff}} / b_w \geq 5$ :  $M/T = 8,4 - 27,6$

### 3.4 Zusammenfassung zum analytischen Ingenieurmodell

Das hier vorgestellte analytische Modell eröffnet die Möglichkeit einer gegenüber den aktuellen Regelwerken genaueren Ermittlung der Schubtragfähigkeit für die Beanspruchung aus Querkraft und Torsion sowie die Bestimmung einer reduzierten Torsionslängsbewehrung für die kombinierte Beanspruchung aus überwiegender Biegung, Querkraft und Torsion unter Anrechnung der Tragreserven der Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt für die Belange der Nachrechnung von Spannbetonbrücken.

Die Bemessung der Torsionsbügelbewehrung setzt im Zuge der Brückennachrechnung die Kenntnis über eine realitätsnahe Querkrafttragfähigkeit voraus. Auf diesem Gebiet haben bereits viele Untersuchungen stattgefunden [40, 47, 52, 57] und es herrscht Einigkeit darüber, dass die Querkrafttragfähigkeit nach aktueller Norm (DIN-Fachbericht 102 [30], DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA [23],[24]) die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit stark unterschätzt. Alle bisherigen Untersuchungen bringen in diesem Zusammenhang einen Betontraganteil bzw. Druckbogentraganteil in Ansatz, durch den zusätzliche Tragreserven aktiviert werden können. In Rahmen des hier vorgestellten Modells erfolgt die realitätsnahe Ermittlung der Schubtragfähigkeit für die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion auf Basis des Erweiterten Druckbogenmodells unter Berücksichtigung eines Mindestwertes des Betontraganteils. Dabei wird die nach EC2 erforderliche Torsionsbügelbewehrung vollständig berücksichtigt, da ein Betontraganteil aus Torsion nicht vorhanden ist.

Die Torsionslängsbewehrung basiert auf der Ermittlung einer äquivalenten Torsionslängszugkraft, die bei der Biegebemessung zusätzlich als Zugkraft zentrisch im Schwerpunkt des Querschnitts angesetzt und mitberücksichtigt wird. Diese Idealisierung kann nur bei überwiegender Biegebeanspruchung erfolgen. Bei dieser Vorgehensweise werden näherungsweise der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone infolge Biegung sowie die Tragwirkung der Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt mitberücksichtigt. Die statisch erforderliche Torsionslängsbewehrung kann damit gegenüber der Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert werden.

Auf Grundlage der bereits vorhandenen Forschungsergebnisse zur Nachrechnung von Spannbetonträgern unter reiner Querkraftbiegung hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit [57], [40] und unter Anwendung des in diesem Kapitel vorgestellten analytischen Modells zur Ermittlung der zusätzlichen Torsionsbügel- und Längsbewehrung bei kombinierter Beanspruchung ( $M+V+T$ ), werden die im folgenden Kapitel 4 beschriebenen Versuchsträger aus Spannbeton für eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung bemessen. Die Großversuche in Kapitel 4 dienen der Verifikation des hier vorgestellten Ansatzes zur Bemessung für eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung.



# 4 Eigene experimentelle Untersuchungen

## 4.1 Allgemeines

Der Nachweis der Torsionstragfähigkeit wurde in den vergangenen Jahrzehnten mit zahlreichen Versuchsträgern im Rahmen von Forschungsvorhaben umfangreich untersucht, wie die entsprechende Literatur [63–65], [69], [71] belegt. Dabei wurden die entwickelten Nachweisverfahren jedoch häufig an kleinformigen Stahlbetonbalken unter reiner Torsionsbeanspruchung und hauptsächlich vereinfacht an Einfeldträger-Systemen hergeleitet. Für die Belange der Brückennachrechnung bedarf es jedoch repräsentativer Versuchsträger, die sowohl die Abmessungen als auch das statische System in Form von Durchlaufträgern von Brückenträgern abbilden.

Wie bereits in Kapitel 2.4 erläutert wurde, existieren kaum entsprechende Versuchsträger unter einer kombinierten Beanspruchungskombination aus Biegung, Querkraft und Torsion. Die wenigen existierenden Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wurden meist an Stahlbetonbalken durchgeführt, wie z.B. in [73], [89]. Die wenigen Versuchsträger an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung, wie beispielsweise [102], wurden vereinfacht an Einfeldträger-Systemen unter Einzellasten getestet und spiegeln nur bedingt die realen Verhältnisse im Brückenbau wider. Im Rahmen der hier vorgestellten Versuchsreihe wurden zum ersten Mal für den Brückenbau repräsentative Spannbeton-Durchlaufträger unter Einzel- und Streckenlasten bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion systematisch getestet.

Dementsprechend stellen die Versuche des in Kapitel 4.2 präsentierten Versuchsprogramms einen wichtigen Beitrag zur Erweiterung der Datenbasis an Versuchsträgern dar, um das Verständnis für das Tragverhalten von Spannbetonträgern unter der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion für die Belange des Brückenbaus zu verbessern und die Erkenntnisse zu erweitern. Aus diesem Grund wurden die Spannbetonversuchsbalken mit aufwendiger Messtechnik ausgestattet und umfangreich dokumentiert, um die Ergebnisse als Datenbasis über diese Arbeit hinaus auch für die künftige Forschung nutzbar zu machen.

## 4.2 Versuchsprogramm

### 4.2.1 Konzept

Ziel des Versuchsprogramms war es, großformatige Spannbeton-Durchlaufträger mit möglichst repräsentativen Eigenschaften im Hinblick auf reale Brücken für die Nachrechnung zu testen. Dabei wurde zum einen eine möglichst große Schubslankheit bei gleichzeitiger Durchlaufwirkung angestrebt, um möglichst reale Brückenabmessungen anzunähern. Gleichzeitig sollte eine mögliche Rotation der Druckstreben durch Variation des Verhältnisses von Längs- zu Bügelbewehrung im Versuch untersucht werden. Die Abmessungen der Versuchsträger wurden dabei begrenzt durch die Möglichkeiten der Versuchshalle, sodass beim Zweifeldträger eine Spannweite von 5,75m je Feld erreicht wurde. Zum anderen

wurde der Grad der Vorspannung entsprechend den älteren Spannbetonbrücken gewählt, um auch hier eine direkte Vergleichbarkeit bei der Nachrechnung zu erreichen. Die Konzeption der Versuchsträger basiert dabei auf zweifeldrigen Durchlaufträgern, die den Ausschnitt einer Plattenbalkenbrücke mit Querträger am Mittelaufleger repräsentieren (vgl. Bild 4-1).

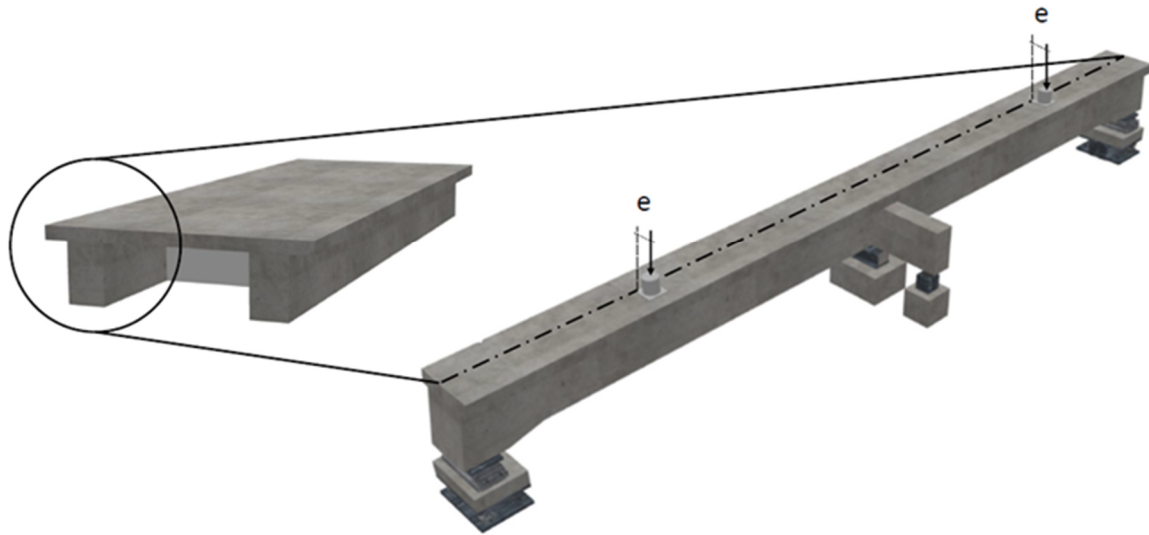


Bild 4-1: Konzeptskizze Großversuche aus [45]

Eines der größten Probleme bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken stellt häufig der geringe Querkraftbewehrungsgrad in älteren Spannbetonbrücken dar. Dementsprechend weisen die Versuchsträger alle einen Querkraftbewehrungsgrad geringer oder entsprechend der heutigen Mindestquerkraftbewehrung auf.

Das Versuchsprogramm umfasst vier großformatige Spannbeton-Durchlaufträger, die unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion getestet wurden. An jedem dieser vier Versuchsträger konnten, durch gezielte Variation der Bügel- und Längsbewehrung je Feld, jeweils zwei Teilversuche durchgeführt werden. Insgesamt umfasst das Versuchsprogramm also acht Teilversuche an vier Spannbeton-Durchlaufträgern (Tabelle 4-2).

Darüber hinaus wurden ausgewählte Versuchsträger aus der Dissertation von *Gleich* [40] als Referenzversuchsträger mit reiner Querkraftbiegung und bekannter Versuchstraglast  $F_u$  herangezogen, um das in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 beschriebene Vorgehen zur Ermittlung der erforderlichen Torsionslängsbewehrung über den Ansatz einer äquivalenten Längszugkraft zu verifizieren (Tabelle 4-2). Die zusätzliche erforderliche Torsionsbewehrung wurde dabei jeweils für ein Feld entsprechend dem Referenzversuchsträger mit bekannter Versuchstraglast bemessen.

Bei der Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion wurde also zunächst von dem durch die Torsionslängsbewehrung aufnehmbaren Torsionsmoment  $T_u$  ausgegangen, wobei für Versuchsnachrechnungen die Mittelwerte der Festigkeiten eingesetzt wurden (Gleichung (4-1)).

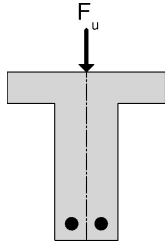
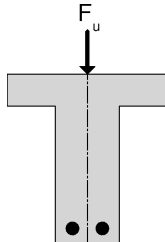
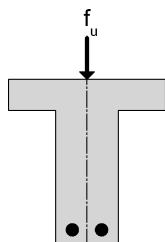
$$T_u = \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{ym} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \tan\theta \quad (4-1)$$

Daraus geht durch Umstellung von Gleichung (4-1), analog zu Kapitel 3.2.4, die zugehörige Längskraft aus Torsion  $N_{T_u}$  auf Mittelwertniveau hervor (Gleichung (4-2)), die im Schwerpunkt des Querschnitts bei der Biegebemessung mit angesetzt wird.

$$N_{T_u} = A_{sl} \cdot f_{ym} = \frac{T_u}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot\theta \quad (4-2)$$

Die zusätzliche Torsionsbeanspruchung wurde durch einen nachträglich anbetonierten Querträger am Mittelaufleger, vergleichbar zu einem Ausschnitt aus einer Plattenbalkenbrücke am Mittelaufleger, ins Gleichgewicht gesetzt.

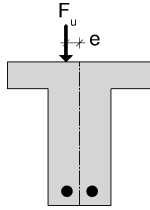
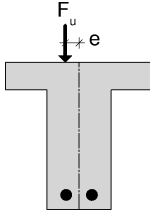
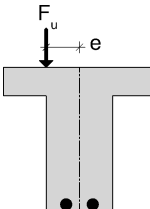
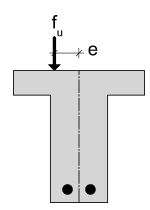
Tabelle 4-1: Referenzversuche unter reiner Querkraftbiegung (M+V) (nach [40])

Versuch	Querschnitt	Belastung	Beton	$\sigma_{cp}$ [MPa]
DLT 2		Einzellast M+V e = 0 cm cot $\theta$ = 2,5	C30/37	3,5
DLT 3		Einzellast M+V e = 0 cm cot $\theta$ = 2,5	C30/37	3,5
DLT 4		Streckenlasten M+V e = 0 cm cot $\theta$ = 2,5	C30/37	3,5

Im Vordergrund der Untersuchungen mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion steht der Einfluss aus der zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf das Tragverhalten sowie die Verifikation des vorgeschlagenen Bemessungsmodells. Der Einfluss aus einer Variation der Längsbewehrung auf die Tragfähigkeit wird gezielt untersucht. Ebenso die Mitwirkung der Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt. Darüber hinaus wird für beide Versuchsträger der Abfall der Torsionssteifigkeit durch kontinuierliche Messung der Verdrehungen bestimmt und dokumentiert.

Bei der Durchführung der Bauteilversuche waren neben der Variation des Bewehrungsgrades für die Bügel- und die Längsbewehrung sowie des Schnittgrößenverhältnisses von Biegung zu Torsion auch weitere Anpassungen, wie z.B. Variationen im Bereich der konstruktiven Durchbildung der Torsionsbügel vorgesehen. Die sich aus der Belastung und dem statischen System ergebenden Schnittgrößenverteilungen sind in Bild 4-2 für die Einzellastversuche und in Bild 4-3 für den Streckenlastversuch dargestellt.

Tabelle 4-2: Versuchsprogramm – Versuche basierend auf den Referenzträgern mit zusätzlicher Torsion (M+V+T)

Versuch	Querschnitt	Belastung		Beton	$\sigma_{cp}$ [MPa]
		Feld 1	Feld 2		
DLT 5		Einzellast		C35/45	3,3
		M+V+T			
		$e = 7,5 \text{ cm}$	$e = 7,5 \text{ cm}$		
		$\cot \theta = 2,5$	$\cot \theta = 2,5$		
DLT 6		Einzellast		C35/45	3,3
		M+V+T			
		$e = 7,5 \text{ cm}$	$e = 7,5 \text{ cm}$		
		$\cot \theta = 2,5$	$\cot \theta = 2,5$		
DLT 7		Einzellast		C35/45	3,3
		M+V+T			
		$e = 11 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$		
		$\cot \theta = 1,8$	$\cot \theta = 2,5$		
DLT 8		Streckenlast		C40/50	3,3
		M+V+T			
		$e = 15 \text{ cm}$	$e = 15 \text{ cm}$		
		$\cot \theta = 2,5$	$\cot \theta = 2,5$		

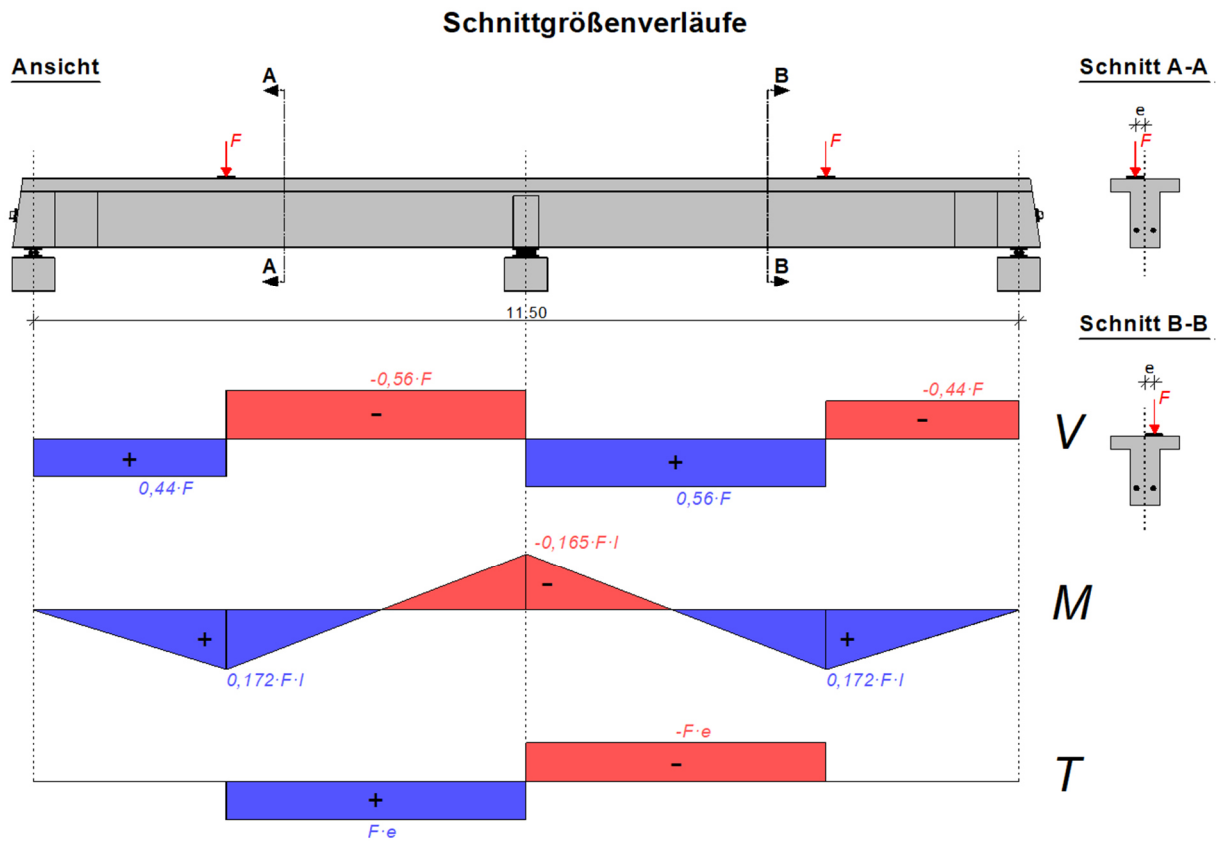


Bild 4-2: Übersicht, System und Schnittgrößenverteilung unter exzentrischer Belastung DLT 5 - DLT 7

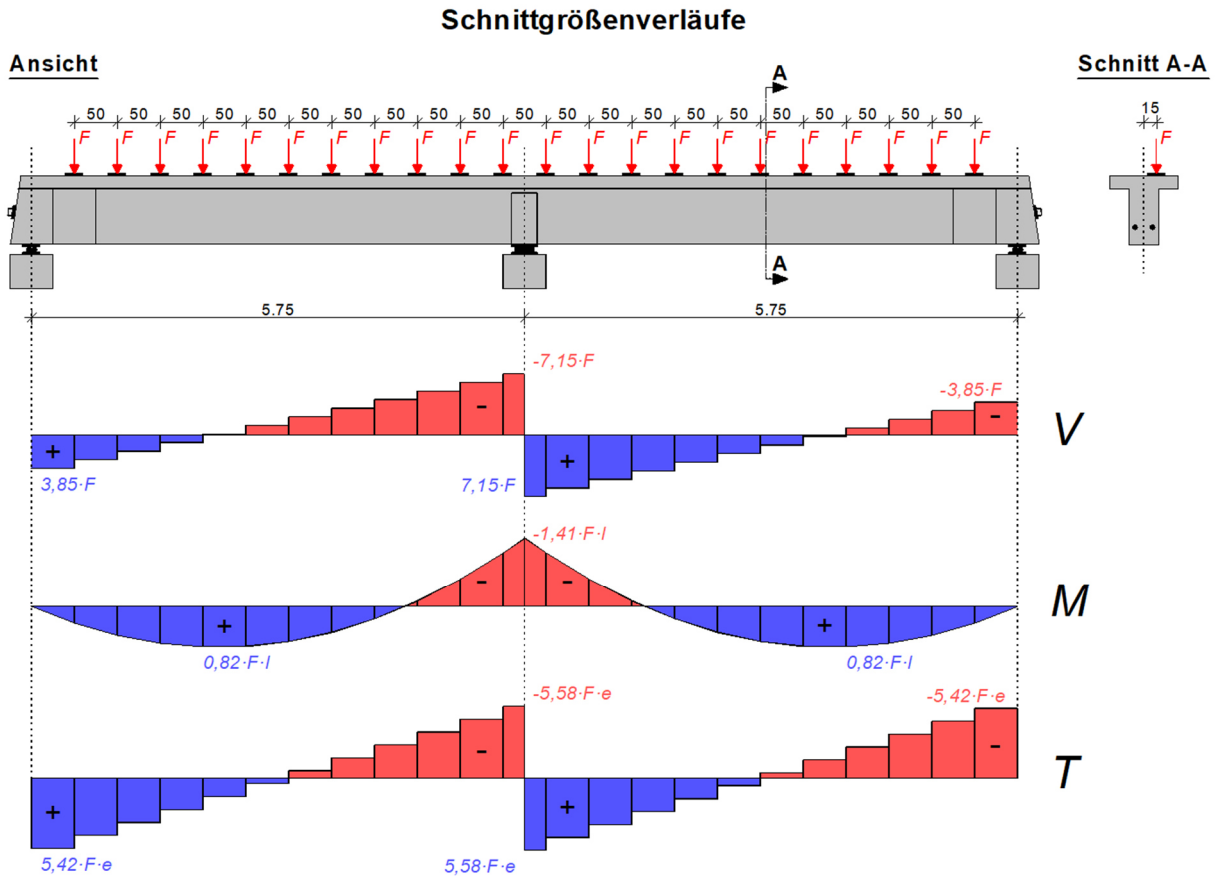


Bild 4-3: Übersicht, System und Schnittgrößenverteilung unter exzentrischer Belastung - DLT 8

Im Rahmen von Voruntersuchungen (vgl. Kapitel 3.3) wurde der Einfluss des  $M/T$ -Verhältnisses auf die Tragfähigkeit von Plattenbalkenquerschnitten im Brückenbau anhand von umfangreichen Untersuchungen an ausgewählten Brückenbauwerken durchgeführt [5]. Dabei ergaben sich reale  $M/T$ -Verhältnisse zwischen 10 und 15 für gedrungene Querschnitte. Überträgt man diese Verhältnisse auf die Versuchsträger mit einer Spannweite von  $l = 5,75\text{m}$  unter Einzellasten, erhält man nach Gleichung (4-1) Exzentrizitäten zwischen 5cm und 10cm:

$$10 \leq \frac{M}{T} = 0,165 \cdot \frac{l}{e} \leq 15 \quad (4-3)$$

mit  $l = 5,75\text{ m}$

$$e \leq \frac{0,165 \cdot 5,75}{10} = 0,095\text{ m} = 9,5\text{ cm}$$

$$e \geq \frac{0,165 \cdot 5,75}{15} = 0,063\text{ m} = 6,3\text{ cm}$$

Wie in Bild 4-4 dargestellt, wurde bei den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 folglich eine Exzentrizität von  $e = 7,5\text{cm}$  zugrunde gelegt, um möglichst reale  $M/T$  Verhältnisse zur Verifizierung des Modells abzudecken. Bei dem Versuchsträger DLT 7 wurde die Exzentrizität deutlich erhöht, um die Grenzen des analytischen Verfahrens auszuloten. Dementsprechend ergaben sich hier geringere  $M/T$ -Verhältnisse. Für den Versuchsträger DLT 8 mit Streckenlasten wurde mit einer maximalen Exzentrizität  $e = 15\text{cm}$  im Stützbereich der untere Grenzwert für reale  $M/T$ -Verhältnisse im Brückenbau angestrebt.

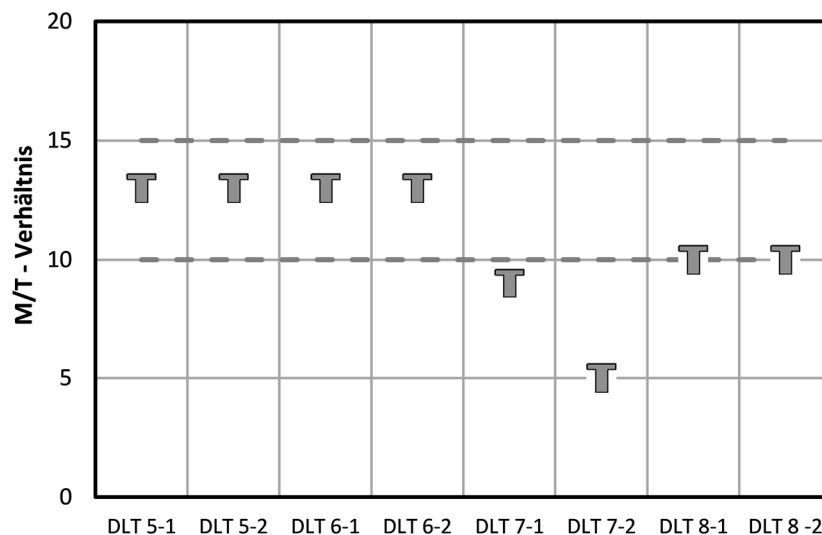


Bild 4-4: Übersicht der  $M/T$ -Verhältnisse am Zwischenaufleger (DLT 5 - DLT 8)

## 4.2.2 Versuchsstand

### Versuche unter Einzellasten

Der Versuchsstand für die Versuche unter Einzellasten (DLT 5 – DLT 7) bestand aus zwei Pressen, die im Abstand von jeweils 3,5 m von der Mittelachse entfernt angeordnet wurden. Um die Vergleichbarkeit zu den Referenzversuchsträgern zu wahren, wurde der Versuchsaufbau weitgehend identisch zu den Versuchen unter reiner Querkraftbiegung ausgeführt. Lediglich die Einleitung der Lasten wurde durch die seitliche Verschiebung der Einzellasten bis zur gewünschten Exzentrizität im Vergleich zu den Versuchsträgern unter reiner Querkraftbiegung angepasst. Dabei wurden die Versuchsträger auf drei Auflagerblöcken aufgelagert, wobei die Endlager durch die Rollenlagerung eine Verschiebung in Längsrichtung ermöglichten und das Mittelaufleger als Festlager ausgebildet wurde (siehe Bild 4-2). Eine detaillierte Beschreibung der Auflagerkonstruktion ist in [40] zu finden.

Zwischen Träger und Auflagerkonstruktion wurde jeweils ein Achsialgelenklager eingebaut, um eine ungehinderte Verdrehung infolge der Torsionsbeanspruchung zu ermöglichen. Eine Übersicht über die Versuchsstände der Versuchsträger unter Einzellasten ist in Bild 4-5 abgebildet.

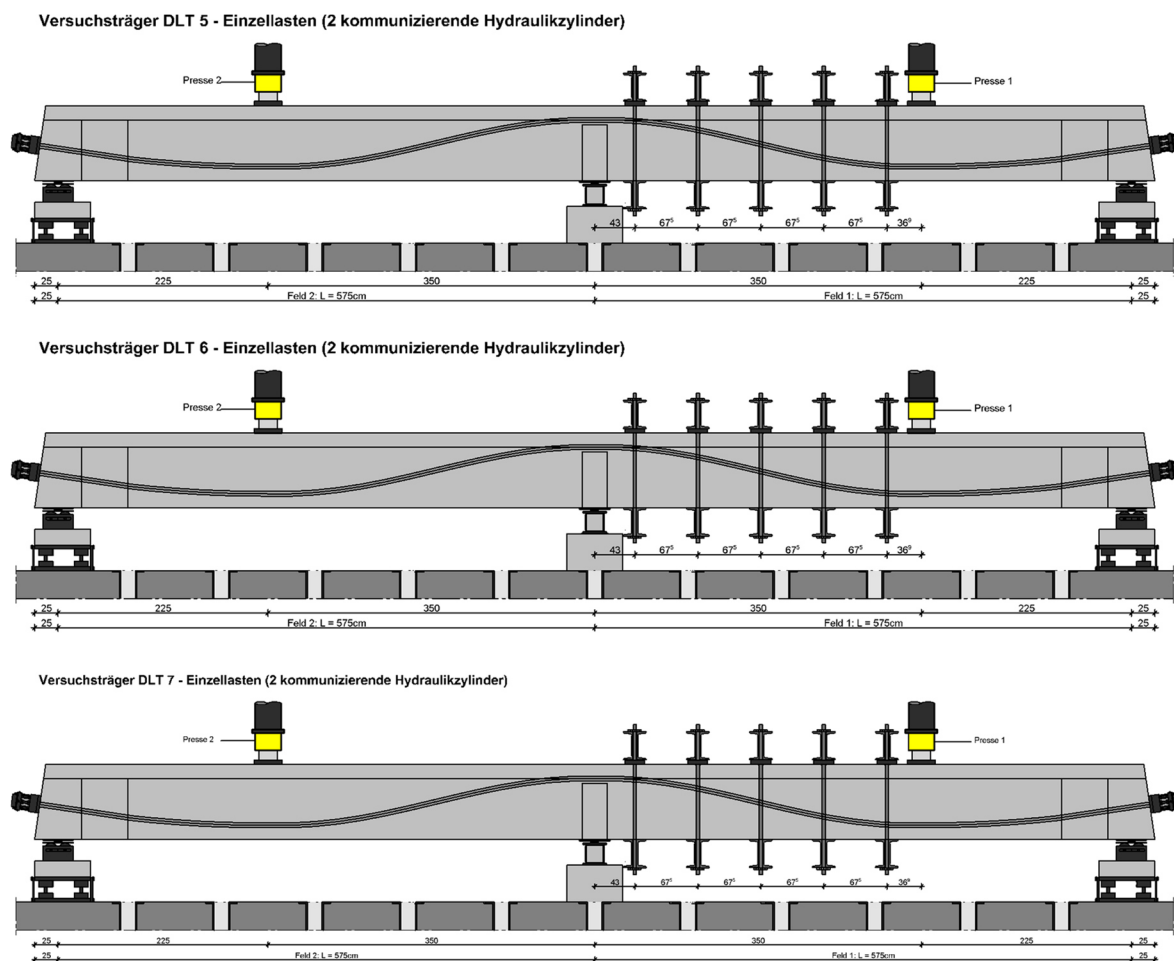


Bild 4-5: Versuchsstände unter Einzellasten – DLT 5 - DLT 7

### Versuch unter Streckenlast

Der Versuch unter Streckenlasten wurde durch 11 miteinander kommunizierende hydraulische Pressen realisiert. Die Belastung der Hydraulikzylinder wurde mit Hilfe von I-Profilen weiter verteilt, sodass annähernd von einer Streckenbelastung ausgegangen werden kann. Dieses Vorgehen wurde bereits für den Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung erprobt und durch Versuchsnachrechnungen unter Ansatz einer perfekten Streckenlast verifiziert.

Auch für diesen Versuchsträger wurde die zusätzliche Torsionsbeanspruchung durch die seitliche Verschiebung der Hydraulikzylinder aus der Längsachse um die gewünschte Exzentrizität von 15 cm realisiert.

Um die Verformungen infolge Verdrehung aus der zusätzlichen Torsionsbeanspruchung zu begrenzen, wurden für diesen Versuchsträger zusätzlich zu dem Mittelquerträger jeweils ein Querträger an den Trägerenden anbetoniert.

Eine Übersicht über den Versuchsstand des Versuchsträgers unter Streckenlast ist in Bild 4-6 abgebildet.

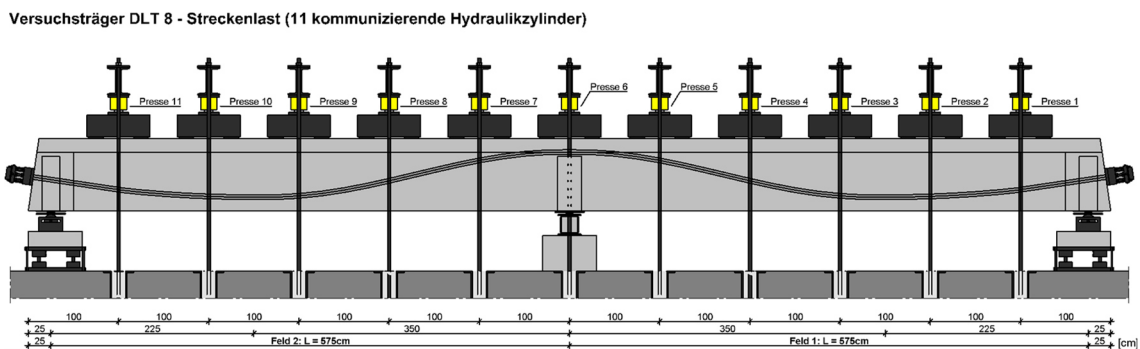


Bild 4-6: Übersicht, System unter Streckenlast – DLT 8

### 4.2.3 Versuchsdurchführung

Alle Versuchsträger wurden nach demselben Schema getestet. Nach dem Vorspannen, Verpressen und Aushärten des Verpressmörtels wurden die Träger unterteilt in mehrere Laststufen bis möglichst kurz vor dem Versagen des schwächer bewehrten Feldes mit einer kontinuierlichen Laststeigerung belastet. Durch die umfangreiche Messtechnik, hier vor allem die Dehnmessstreifen auf den Bügeln und der Längsbewehrung, konnte in Echtzeit ein Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung während des Versuchs verfolgt werden. Dadurch und durch genaue Beobachtung und Dokumentation der Rissbildung nach jeder Laststufe konnte der Zeitpunkt der notwendigen Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes kurz vor Eintritt des Versagens gut abgeschätzt werden.

Sobald ein Versagen des schwächer bewehrten Feldes unmittelbar zu erwarten war, wurde der Teilversuch beendet und der Versuchsträger wurde komplett entlastet (Bild 4-7).

Um den zweiten Teilversuch bis zum Bruch weiterbelasten zu können, wurden im Anschluss stark auf der sicheren Seite dimensionierte Verstärkungsträger für das schwächer bewehrte Feld aus Teilversuch 1 (TV 1) eingebaut, um bei Wiederbelastung dort ein Versagen zu verhindern.

Im letzten Schritt wurde die Belastung auf den Träger wieder aufgebracht. Zunächst erfolgte die Wiederbelastung bis zum Belastungsniveau aus TV 1 und wurde dann sukzessive bis zum endgültigen Versagen des Trägers im stärker bewehrten Feld 2 gesteigert.

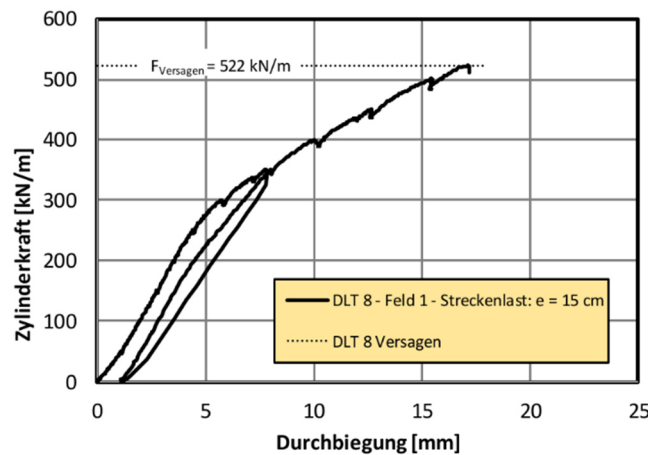


Bild 4-7: Versuchsablauf, Darstellung der Hystereseschleife aus [44]

#### 4.2.4 Geometrie der Versuchsträger

Die Geometrie der Versuchsträger entspricht einem Plattenbalkenquerschnitt mit einem Verhältnis von  $b/h/b_f/b_w$  von 80/80/15/35cm bei einer Spannweite von zweimal 5,75m. In Bild 4-8 und Bild 4-9 sind die Systemabmessungen für die Versuche unter Einzellasten (DLT 5 – DLT 7) und den Versuch unter Streckenlast (DLT 8) dargestellt.

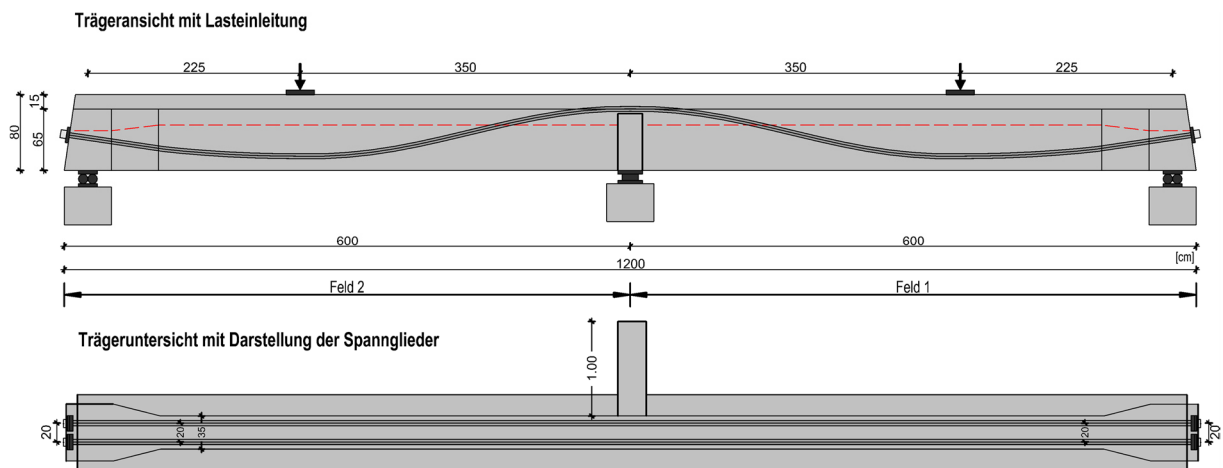


Bild 4-8: Versuche mit Einzellasten: Ansicht und Aufsicht mit Darstellung der Spannglieder aus [45]

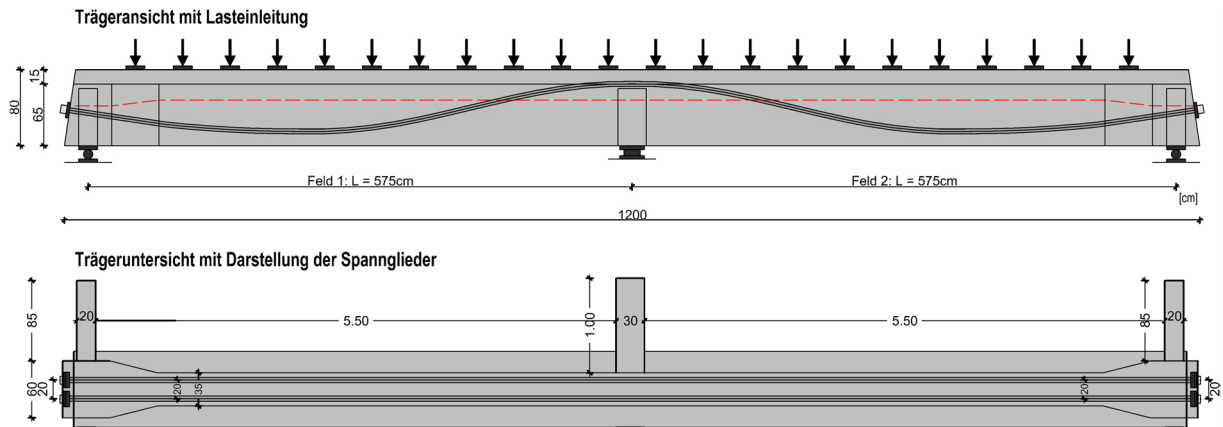


Bild 4-9: Versuch unter Streckenlast: Ansicht und Aufsicht mit Darstellung der Spannglieder aus [44]

#### 4.2.5 Konstruktive Ausbildung der Bügelbewehrung

Die konstruktive Ausbildung der Bügelbewehrung und die Verankerungen von Bügelhaken werden gegenwärtig für Betonbrücken in DIN EN 1992-2 [23] bzw. DIN EN 1992-2/NA [24] geregelt. Diese fordern, bei einer Torsionsbeanspruchung geschlossenen Bügel zu verwenden. Zur Erleichterung des Einbaus der Längsbewehrung sowie der Spannglieder wurden bei Plattenbalkenbrücken in der Vergangenheit oft oben offene Bügel mit nach außen gerichteten Haken verwendet, die durch die Querbewehrung geschlossen wurden. Hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung zur Gewährleistung der ausreichenden Torsionstragfähigkeit ist diese Biegeform nicht mit dem deutschen nationalen Anhang DIN EN 1992-2/NA [24] konform, da die Bügel nicht mittels Übergreifung durch einen Steckbügel geschlossen sind (Bild 4-10). Sie ist allerdings konform mit DIN EN 1992-2 [23].

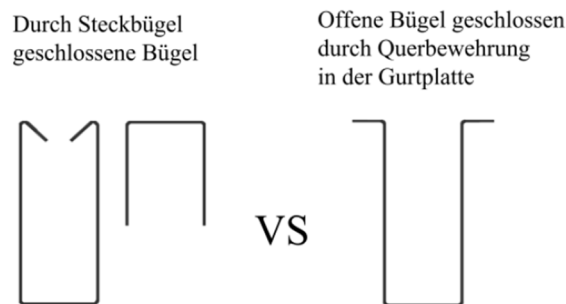


Bild 4-10: Gegenüberstellung der Bügelformen – DLT 8 aus [44]

Der Hintergrund der Forderung nach einem geschlossenen Zugstoß lässt sich aus der Umlenkung der Druckstreben bei der räumlichen Fachwerkwirkung in den Querschnittsecken ableiten. Wie in Bild 4-11 dargestellt, kann bei Rechteckquerschnitten infolge Umlenkung der Druckstreben ein Ausbrechen der Ecken resultieren, wenn die Verankerung der Bügelchenkel nicht ausreichend gewährleistet ist. Dieses Ausbrechen der Ecken soll durch einen engen Bügelabstand und steife Längsstäbe in den Ecken, auf die sich die Druckstreben abstützen können, verhindert werden.

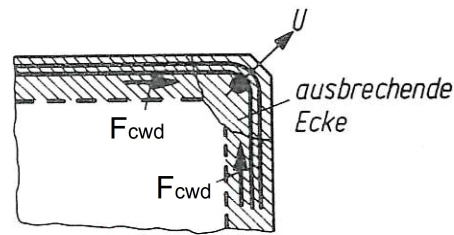


Bild 4-11: Schematische Skizze einer ausbrechenden Ecke aus [97]

Die Konstruktionsregeln für die Torsionslängs- und Bügelbewehrung in DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA gelten für reine Torsion und Rechteckquerschnitte. Da im Brückenbau in der Regel eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion auftritt, bei der sich in der Fahrbahnplatte durch die dort vorhandene obere Querbewehrung in Querrichtung ein starkes Zugband befindet, wird ein Ausbrechen der oberen Ecken infolge der Umlenkung der Betondruckstreben bei Torsion im oberen Stegbereich durch die Bügelhaken und durch die Querbewehrung der Fahrbahnplatte verhindert (Bild 4-12). Die Querbewehrung der Fahrbahnplatte stellt aus der Quertragwirkung ein durchlaufendes starkes Zugband dar, sodass sich die Biegedruckkraft darauf abstützen kann. Zusätzlich erfolgt die vertikale Verankerung der Ecken durch die Haken oder Winkelhaken als Verankerungselemente der Bügelschenkel. Eine Anpassung der konstruktiven Regeln an die brückenspezifischen Verhältnisse ist daher sinnvoll.

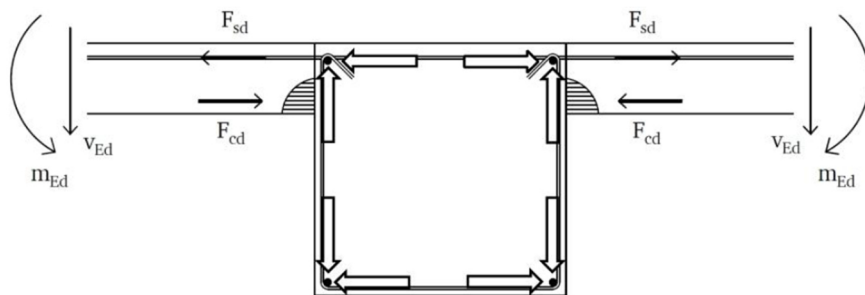


Bild 4-12: Schließen der Querkraft- und Torsionsbügel bei Plattenbalkenbrücken aus [99]

### Untersuchungen zur Wirksamkeit der Bügelhaken

Zur Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Wirksamkeit der Bügelhaken wurden an der TU Dortmund Auszugversuche mit unterschiedlichen Hakengeometrien durchgeführt [98], [93]. Die Untersuchung orientierte sich an den Auszugversuchen der Bügelhaken von *Rehm et al.* [92]. Es wurden zwei wesentliche Faktoren der Verankerung an Stäben  $\varnothing 16$  und  $\varnothing 12$  variiert:

- Biegewinkel:  $90^\circ / 135^\circ$
- Verankerungslänge nach dem Biegedurchmesser:  $5\varnothing / 10\varnothing$

Insgesamt wurden 32 Auszugversuche durchgeführt. Für die Versuche mit Stabdurchmesser 16 wurden je Kombination drei Versuche durchgeführt und durch jeweils einen Versuch mit Durchmesser 12 ergänzt, um die Vergleichbarkeit zu der Versuchsreihe von *Rehm et al.* herstellen zu können. Ebenfalls wurden die

Verbundbedingungen für die Versuchsreihe berücksichtigt, sodass jeweils zwischen „gutem“ und „mäßigem“ Verbund unterschieden wird. Dabei wurden der Auszugsweg, der Schlupf des verankerten Hakenendes sowie die Stahldehnungen mittels DMS gemessen. Bild 4-13 zeigt die Variationsparameter für die Verankerung der Haken im „guten“ Verbund.

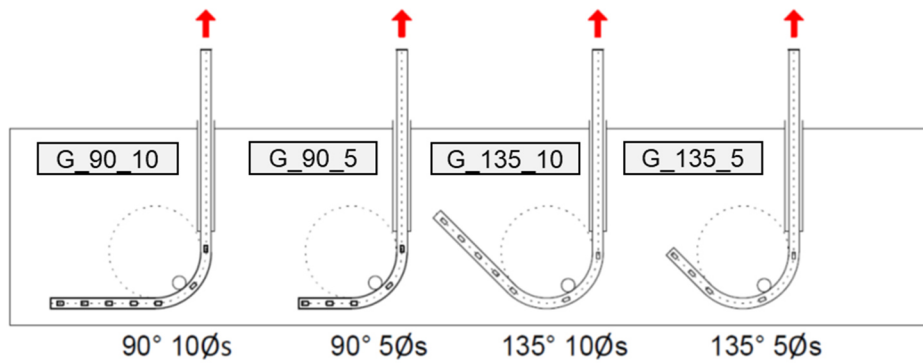


Bild 4-13: Variation der Versuchsparameter – Verankerung im „guten“ Verbund aus [93]

### Ergebnisse der Untersuchungen zur Wirksamkeit der Bügelhaken

Die Kraft-Verschiebungs-Diagramme stellen in Bild 4-14 zehn exemplarische Auszugversuche dar. Alle Auszugversuche weisen ein ausgeprägtes Fließplateau für die verankerte Bewehrung auf. Somit konnte mit allen Hakenformen die Fließkraft des Bewehrungsstahls bei allen Auszugversuchen vollständig verankert werden. Es kann festgestellt werden, dass alle untersuchten Hakenformen unabhängig von den Verankerungslängen und Hakenformen ausreichend tragfähig sind. Versuche mit gleichen Randbedingungen weisen naturgemäß Streuungen auf.

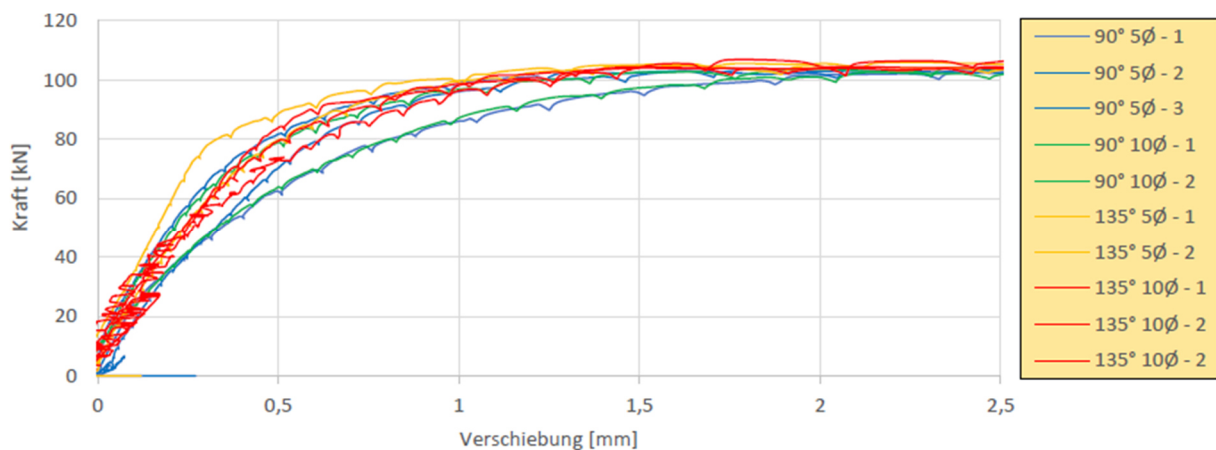


Bild 4-14: Kraft-Verschiebungsdiagramme Hakenauszugversuche aus [93]

Der Auszugsweg  $\Delta_l$ , gemessen hinter dem Biegerollendurchmesser, hängt augenscheinlich mit der Verankerungsart zusammen. Endhaken mit  $90^\circ$  erfahren in den meisten Fällen einen größeren Auszugsweg als Endhaken mit  $135^\circ$ .

Zur Quantifizierung der Einflussfaktoren wurde die Verankerungssteifigkeit im elastischen Bereich als Sekantensteifigkeit bis ca. 80% der Fließgrenze (80 kN) als Auszugskraft  $S_{\text{Verankerung}}$  nach Gleichung (4-4) bestimmt.

$$S_{\text{Verankerung}} = \frac{80 \text{ [kN]}}{\Delta l_{80\text{kN}}} \quad (4-4)$$

Aus Bild 4-15 ist ersichtlich, dass die Bügelhaken mit einem Biegewinkel von  $135^\circ$  tendenziell eine höhere Verankerungssteifigkeit aufweisen.

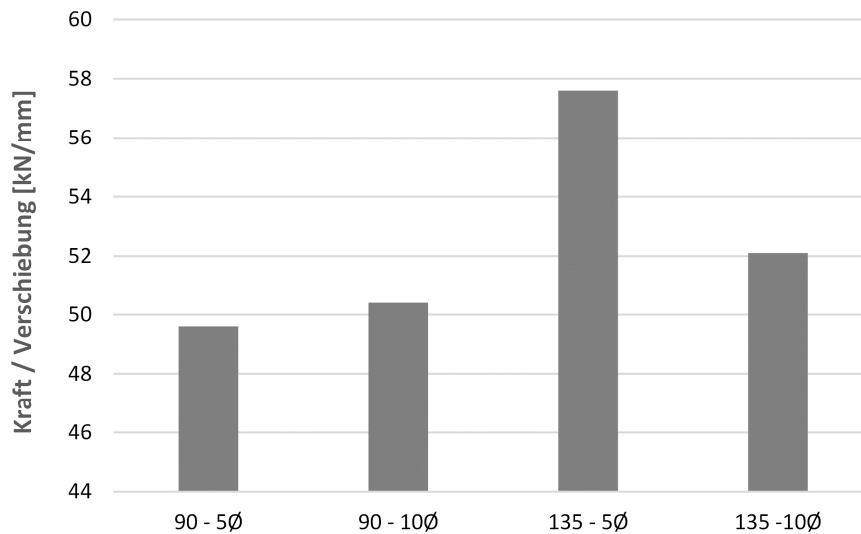


Bild 4-15: Verankerungssteifigkeit der Bügelhakengeometrien

An einem Auszugversuch je Kombination der Randbedingungen wurde am einbetonierten Hakenende der Schlupf gemessen. In Bild 4-16 ist ersichtlich, dass  $90^\circ$ -Haken mit  $5\text{Ø}$  den mit Abstand größten Schlupf aufweisen. Ab einer Verankerungslänge von  $10\text{Ø}$  bewegt sich der Schlupf am Hakenende in einem kaum messbaren Bereich von 0,02 mm.

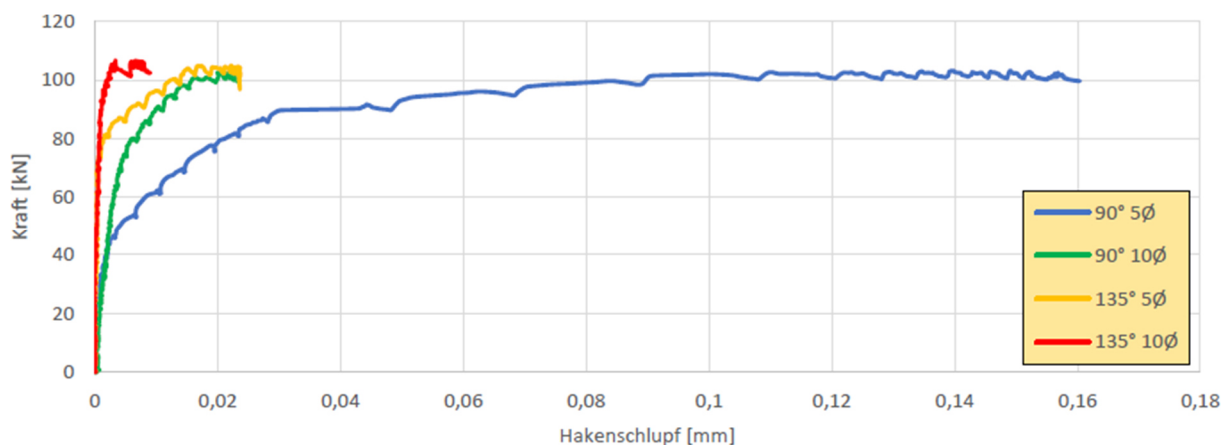


Bild 4-16: Darstellung Hakenschlupf aus [93]

### **Schlussfolgerungen für die konstruktive Durchbildung der Bügel an den Versuchsträgern**

Die Steifigkeit der Hakenverankerung trägt zur Minimierung der Relativverschiebung in der Verankerung der Querkraftbewehrung bei, was wiederum die Rissöffnung im Beton beeinflusst. Eine steifere Verankerung der Bügelhaken ist für den Torsions- und Querkraftwiderstand vorteilhaft.

Die normativ geforderte Mindestverankerung von  $10\emptyset$  bei  $90^\circ$  konnte anhand der Auszugversuche bestätigt werden. Eine geringere Verankerungslänge führt zu größeren Relativverschiebungen im Beton. Der Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Verankerungsausführungen gemäß DIN EN 1992-2/NA [24],  $135^\circ-5\emptyset$  und  $90^\circ-10\emptyset$  war bei den hier durchgeführten Auszugversuchen gering. Beide Bügelformen konnten danach als gleichwertig betrachtet werden.

Um dieses Ergebnis im Rahmen dieser Untersuchungen anhand großformatiger Spannbetonträger zu verifizieren, wurde bei den nachfolgend beschriebenen Versuchen diese Form der konstruktiven Durchbildung untersucht. Die Bügel der Versuchsträger DLT 5 bis DLT 7 wurden dabei mit nach innen gebogenen Haken ausgeführt, die mit mindestens  $10\emptyset$  im Beton verankert wurden. Das Schließen der Bügel erfolgte durch die obere Querbewehrung.

Um die direkte Vergleichbarkeit der Bewehrungsform nach DIN EN 1992-2/NA im Vergleich zu der hier untersuchten konstruktiven Ausbildung der nach oben offenen und über die Gurtbewehrung geschlossenen Bügel zu realisieren, wurde der Versuchsträger DLT 8 mit feldweiser unterschiedlicher konstruktiver Ausbildung der Bügel bewehrt. In Feld 1 wurden nach außen offene Bügel mit Hakenverankerung  $90^\circ - 10\emptyset$  in Anlehnung an gebräuchliche Ausführungen im Brückenbau eingebaut. In Feld 2 des Versuchsträgers DLT 8 wurde die Bewehrung wie in DIN EN 1992-2/NA gefordert über Steckbügel geschlossen. Damit wird ein direkter Vergleich der Bewehrungsformen an einem großformatigen Spannbetonträger möglich.

#### **4.2.6 Längs- und Bügelbewehrung**

Die Längs- und Bügelbewehrung der Versuchsträger DLT 5 bis DLT 8 entsprach genau der Längs- und Bügelbewehrung der zugehörigen Referenzträger aus Tabelle 4-1, ergänzt um die, für die zusätzliche Torsion erforderliche Bewehrung. Basierend auf den Referenzversuchsträgern unter reiner Querkraftbiegung wurde die Längs- und Bügelbewehrung der Versuchsträger mit zusätzlicher Torsion analog zu dem zu verifizierenden Vorgehen in Kapitel 3.2.3 bzw. Kapitel 3.2.4 gewählt.

Für die zusätzliche Bügelbewehrung infolge Torsion wurde folglich die volle nach Norm erforderliche Torsionsbügelbewehrung ermittelt und zusätzlich zur Bügelbewehrung infolge Querkraft hinzuaddiert. Eine Reduzierung der erforderlichen Torsionsbügelbewehrung ist auf Grund eines fehlenden Betontrageanteils, wie beispielsweise der Druckbogenwirkung bei Querkraft, nicht möglich. Die Anordnung der Längs- und Bügelbewehrung sowie der Spannglieder im Querschnitt ist exemplarisch für den Versuchsträger DLT 5 in Bild 4-17 und für den Versuchsträger DLT 8 in Bild 4-18 dargestellt. Für den Versuchsträger DLT 8 wurde, wie in Kapitel 4.2.5 beschrieben, die konstruktive Ausbildung der Bügel je Feld variiert.

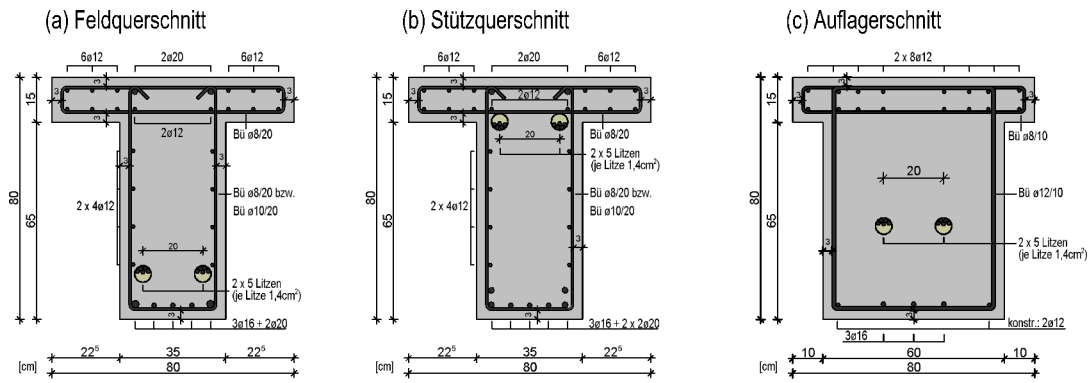


Bild 4-17: Bewehrung Querschnitt (Endauflager, Regelbereich) DLT 5 aus [45]

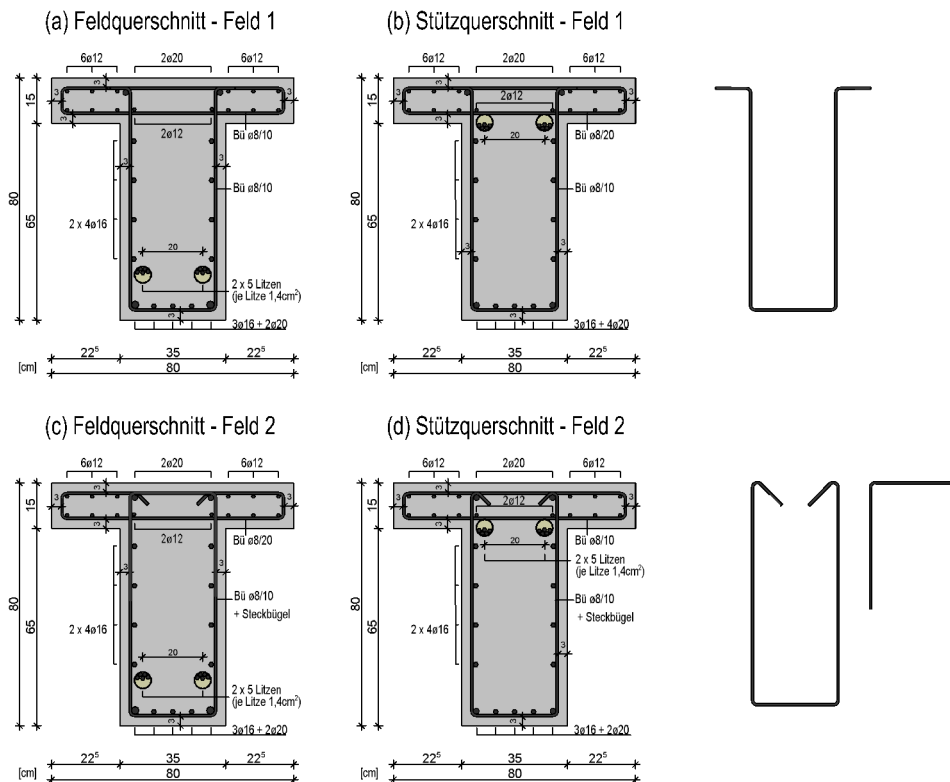


Bild 4-18: Bewehrung Querschnitt (Unterschiedliche Bügelbewehrung) DLT 8 aus [44]

Die Längs- und Querkraftbewehrungsgrade ergeben sich nach Gleichung (4-5) bis Gleichung.(4-7).

$$\rho_{l,vorh} = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \tag{4-5}$$

$$\rho_{w,geo} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_w} \tag{4-6}$$

$$\rho_{w,min} = 1,6 \cdot 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \tag{4-7}$$

Für die Versuchsträger DLT 5 – DLT 8 ergeben sich folglich die in Tabelle 4-3 aufgeführten Längs- und Schubbewehrungsgrade infolge Biegung, Querkraft und Torsion.

Die zusätzlich erforderliche Torsionslängsbewehrung wurde entsprechend dem in Kapitel 3.2.4 vorgeschlagenen Bemessungsmodell eingebaut. Aus Bild 4-19 wird ersichtlich, dass die zusätzlich eingebaute Torsionslängsbewehrung gegenüber der nach Norm erforderlichen Torsionslängsbewehrung teilweise um mehr als 50% reduziert wurde. Der Versuchsträger DLT 6 wurde dabei im Sinne einer Sensitivitätsuntersuchung gänzlich ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung ausgeführt. Dabei ist zu beachten, dass bei den Werten nach DIN EN 1992-2/NA noch keine Abminderung im Bereich der Biegedruckzone enthalten ist.

Tabelle 4-3: Längs- und Schubbewehrung – Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung (M+V+T)

Versuch	Längsbewehrung	Schubbewehrung	
		$(q_{w,geo}/q_{w,min})$	
		Feld 1	Feld 2
DLT 5	$A_{s,o} = 14\emptyset 12 + 2\emptyset 20$ (0,86%)		
	$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ (0,48%)	$a_{sw,V+T}$	$a_{sw,V+T}$
	$A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$	$\emptyset 8/20$	$\emptyset 10/20$
	$A_{s,T,Steg} = 4\emptyset 12$ je Seite	(0,88)	(1,37)
DLT 6	$A_{s,o} = 16\emptyset 12$ (0,71%)		
	$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ (0,48%)	$a_{sw,V+T}$	$a_{sw,V+T}$
	$A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$	$\emptyset 8/20$	$\emptyset 10/20$
	$A_{s,T,Steg} = /$	(0,88)	(1,37)
DLT 7	$A_{s,o} = 14\emptyset 12 + 2\emptyset 20$ (0,86%)		
	$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ (0,48%)	$a_{sw,V+T}$	$a_{sw,V+T}$
	$A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$	$\emptyset 8/10$	$\emptyset 10/10$
	$A_{s,T,Steg} = 4\emptyset 16$ je Seite	(1,75)	(2,74)
DLT 8	$A_{s,o} = 14\emptyset 12 + 2\emptyset 20$ (0,86%)		
	$A_{s,u,Feld} = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 20$ (0,48%)	$a_{sw,V+T}$	$a_{sw,V+T}$
	$A_{s,u,Stütz} = A_{s,u,Feld} + 2\emptyset 20$	$\emptyset 8/10$	$\emptyset 8/10$
	$A_{s,T,Steg} = 4\emptyset 16$ je Seite	(2,50)	(2,50)

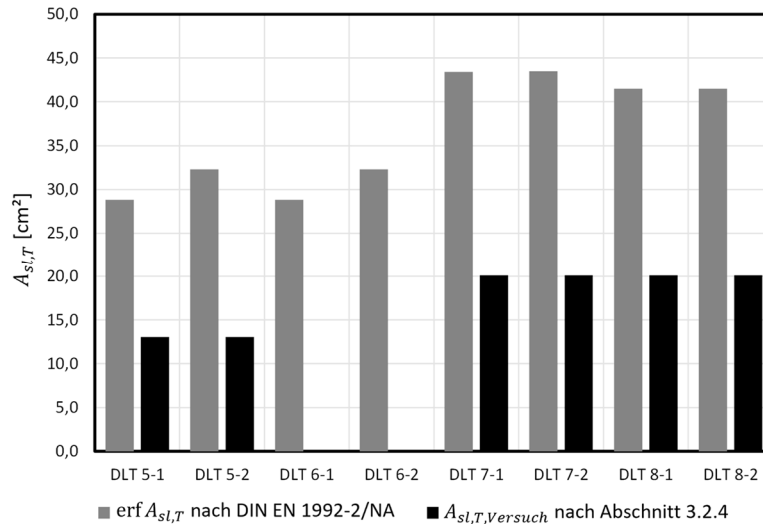


Bild 4-19: Gegenüberstellung der erforderlichen Torsionslängsbewehrung nach DIN EN 1992-2/NA im Vergleich zur zusätzlich eingebauten Torsionslängsbewehrung nach Bemessungsmodell aus Kapitel 3.2.4

Eine Übersicht über die eingebaute Bügel- und Längsbewehrung der Versuchsträger ist in Bild 4-20 dargestellt. Die vollständigen Bewehrungspläne aller Versuchsträger sind in Anhang A1.1 zu finden.

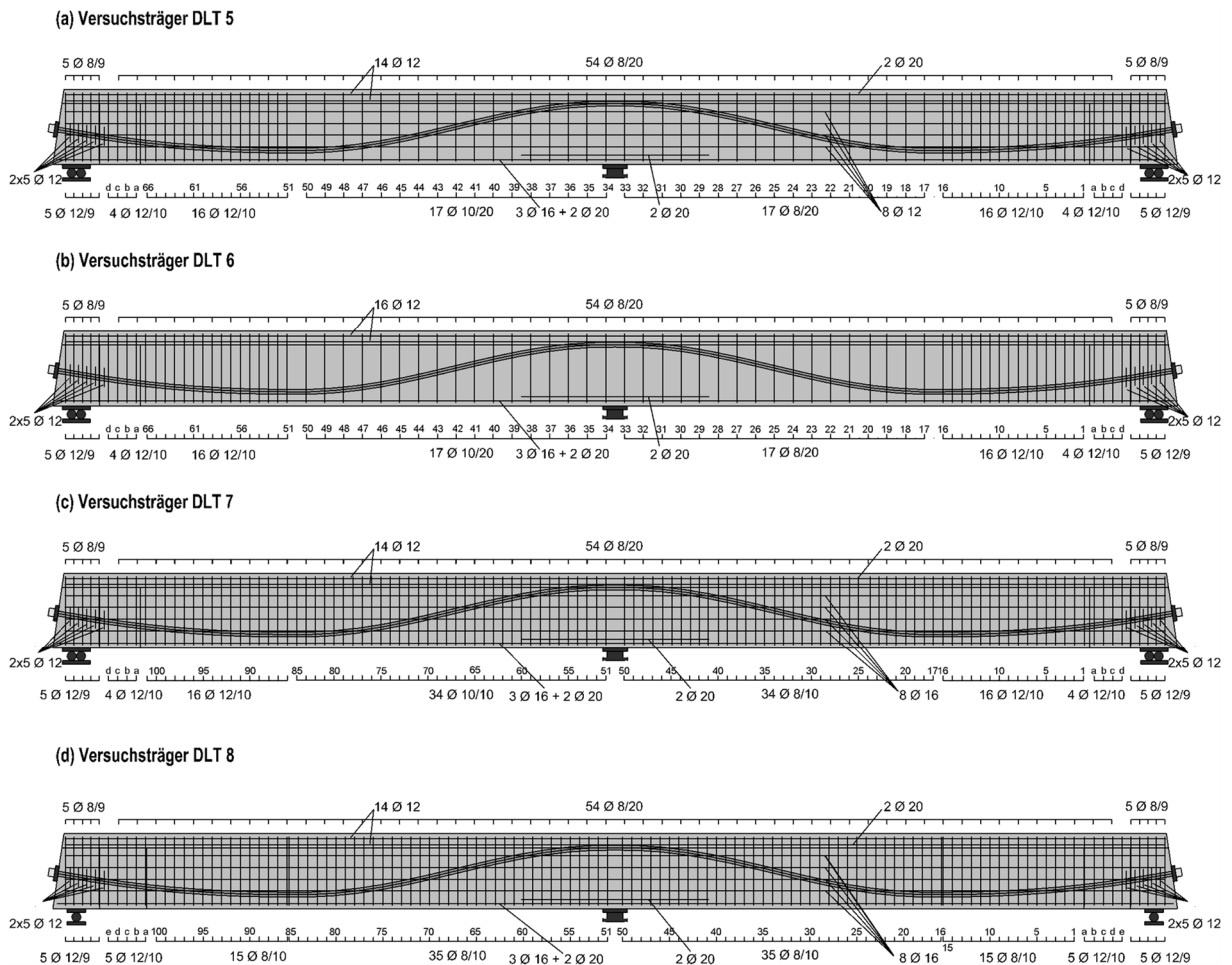


Bild 4-20: Bewehrungsübersicht DLT 5 – DLT 8



Eine Übersicht über die Vorspannkkräfte ist in Tabelle 4-4 dargestellt. Nach dem Vorspannen wurden die Versuchsträger mit Verpressmörtel verpresst.

Tabelle 4-4: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St1570/1770

Versuchsträger	$P_{m0}$ [kN]	t [Tage]	$P_{mt,RH65}$ [kN]	$\Delta P_{mt,RH65}$ [%]	$\varepsilon_p^{(0)}$ [‰]	$\sigma_{c,RH65}$ [MPa]
DLT 5	1211	25	1136	6	4,16	-3,3
DLT 6	1232	25	1141	7	4,18	-3,3
DLT 7	1137	192	1038	9	3,81	-3,0
DLT 8	1169	61	1109	6	4,06	-3,2

#### 4.4 Messtechnik

In Anlehnung an die messtechnische Ausstattung der Versuchsreihe DLT 1 - DLT 4 wurden auch die Versuchsträger DLT 5 - DLT 8 mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet. Insbesondere die große Anzahl an Dehnmessstreifen, die auf der Längs- und Bügelbewehrung angeordnet wurden, konnte eine kontinuierliche Erfassung der Dehnungen in der Bewehrung sicherstellen. Durch die Erfassung der Dehnungen in Echtzeit konnte während der Versuchsdurchführung zusammen mit der Erfassung der Rissbildung relativ genau abgeschätzt werden, wann ein Versagen im schwächer bewehrten Feld unmittelbar bevorsteht.

Die verwendete Messtechnik ist beispielhaft für den Versuchsträger DLT 5 in Bild 4-22 dargestellt. Eine Übersicht über die komplette messtechnische Ausstattung für jeden Versuchsträger ist in Anhang A1.2 zu finden.

##### 4.4.1 Durchbiegungen und Verdrehungen

Die Durchbiegungen der Versuchsträger wurden über induktive Wegaufnehmer jeweils unter der Lasteinleitung im Abstand von 3,5 m vom Mittelaufleger je Feld und aus Redundanzgründen im Abstand von 2,0 m vom Mittelaufleger gemessen. Bei dem Streckenlastversuch wurde die Durchbiegung ebenfalls im Abstand von 3,5 m und 2,0 m vom Mittelaufleger gemessen.

Die Verdrehung der Versuchsträger wurde über seitlich unter der Gurtplatte angebrachte Seilwegaufnehmer gemessen. Dadurch konnte im ersten Schritt der jeweilige Verdrehwinkel  $\vartheta$  aus der Längenänderung der Seilwegaufnehmer und im Anschluss die Verdrillung  $\vartheta'$  über die Trägerlänge bestimmt werden.

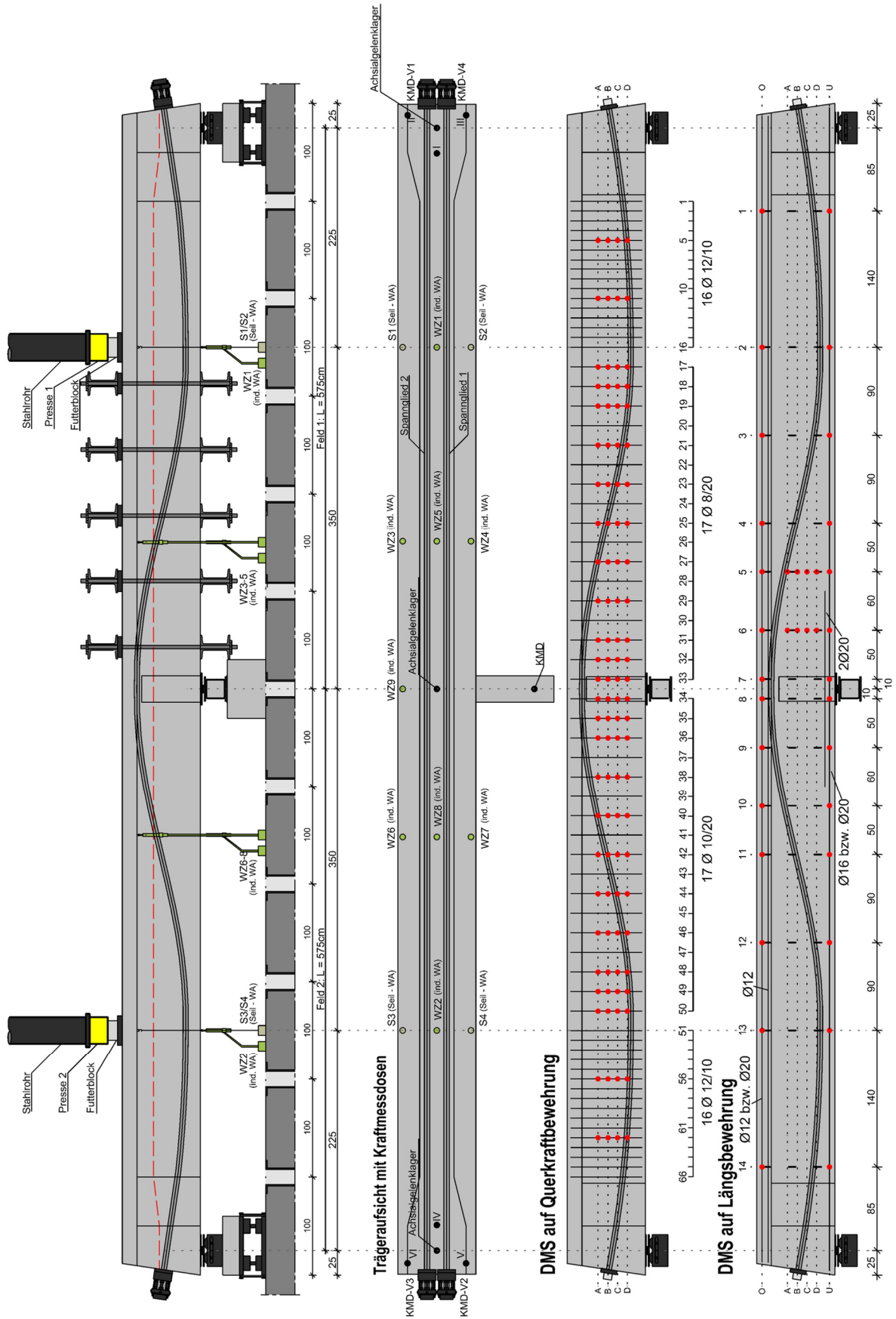


Bild 4-22: Darstellung der Messtechnik beispielhaft für den Versuchsträger DLT 5

#### 4.4.2 Pressen-, Auflager- und Vorspannkräfte

##### Pressenkräfte

Die Pressenkräfte wurden bei den Einzellastversuchen durch zwei Hydraulikzylinder, die über einen Ölkreislauf miteinander verbunden waren, aufgebracht. Mithilfe einer eingebauten Kraftmessdose sowie der Kontrolle des Ausfuhrweges der Pressen konnte hierbei die aufgebrachte Kraft gemessen werden. Bei dem Streckenlastversuch wurden die Pressenkräfte über elf ebenfalls über einen Ölkreislauf verbundene Hydraulikzylinder aufgebracht, sodass eine gleichmäßige Verteilung der Last gewährleistet war. Die Kraft der Hydraulikzylinder wurde über ein I-Profil weiter verteilt, sodass die Last alle 0,5 m auf den Träger aufgebracht wurde und von einer gleichförmigen Streckenbelastung ausgegangen werden kann (Bild 4-23).

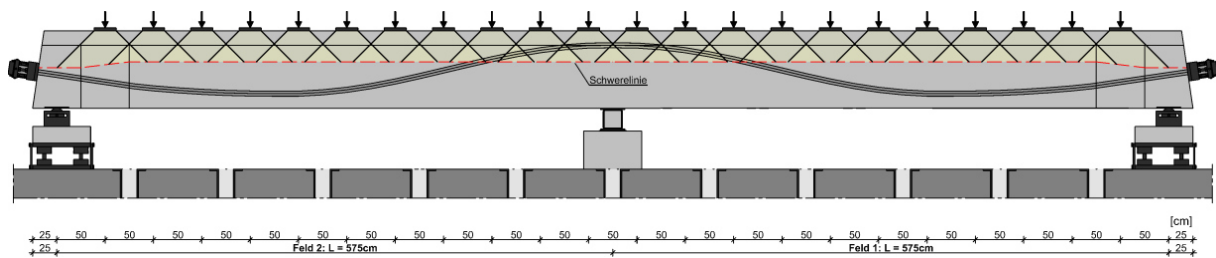


Bild 4-23: Darstellung Streckenbelastung aus [40]

##### Auflagerung

Die Lagerung der Versuchsträger war für alle Versuche identisch. Die Endauflager wurden in Längsrichtung verschieblich durch Rollenlager ausgebildet, während das Mittelaufleger die Festachse darstellte. Die Auflagerkräfte wurden an den Endauflagern über speziell konstruierte Kraftmessdosen gemessen (siehe [40]).

Die Verdrehbarkeit der Versuchsträger infolge Torsion wurde durch die Ausstattung mit Achsialgelenklager unter allen Auflagerpunkten entlang der Längsachse der Träger gewährleistet. Das dabei entstehende Torsionsmoment wurde über den nachträglich anbetonierten Querträger am Mittelaufleger ins Gleichgewicht gesetzt.

Zur Messung der Auflagerkraft des Querträgers wurde in vertikaler Richtung eine Kraftmessdose installiert, eine Verschiebung in Längs- und Querrichtung wurde über eine Gleitfolie zwischen Träger und Kraftmessdose gewährleistet.

Zur Begrenzung der Verformungen infolge Streckenlast wurde der Versuchsträger DLT 8 auch an den Endauflagern mit nachträglich anbetonierten Querträgern, vergleichbar zum Querträger am Mittelaufleger, ausgestattet.

##### Vorspannkräfte

Die Vorspannkräfte wurden beim Spannvorgang aus Redundanzgründen sowohl über den zum Vorspannen verwendeten Hydraulikzylinder samt Kontrolle über die Messung des Auszugsweges als auch über die eigens

konstruierten Kraftmessdosen (siehe [40]) am Spannanker gemessen. Die beiden Messverfahren waren stets in Übereinstimmung, sodass für die weiteren Auswertungen die ermittelten Vorspannkkräfte der seinerzeit von Gleich konstruierten Kraftmessdosen verwendet wurden. Der Vorteil besteht in der kontinuierlichen Aufmessung der Vorspannkkräfte über die gesamte Versuchsdauer, sodass Verluste aus Kriechen und Schwinden genau quantifizierbar werden.

#### 4.4.3 Betonstahldehnungen

Die Betonstahldehnungen wurden über die gesamte Dauer des jeweiligen Versuchs kontinuierlich gemessen. Dadurch war zum einen während der Versuchsdurchführung ein genauer Einblick in das Tragverhalten des Versuchsträgers gegeben, um beispielsweise die Entscheidung zur Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes auf Grundlage der Betonstahldehnungen zu treffen. Darüber hinaus ermöglicht das kontinuierliche Aufmaß der Dehnungsentwicklung eine genaue Beobachtung der Entwicklung der inneren Kräfte und möglicher Umlagerungen.

### 4.5 Materialeigenschaften

#### 4.5.1 Beton

Der Beton wurde als Transportbeton mit einer geplanten Zielfestigkeit von C35/45 bestellt. Diese Zielfestigkeit entspricht einer für Brücken im Bestand üblichen Festigkeit. Zur Überprüfung der Frischbetonqualität wurden das Ausbreitmaß ermittelt und anschließend an Probekörpern nach dem Erhärten die Festbetoneigenschaften bestimmt. Die in Tabelle 4-5 angegebenen Mittelwerte für die Würfeldruck- und Spaltzugfestigkeit wurden an Würfeln mit Kantenlänge 150 mm bestimmt. Der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit wurde an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm bestimmt.

Der mittlere E-Modul wurde als Sekantenmodul nach Gleichung (4-8) aus dem Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit errechnet. Die Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons sind in Tabelle 4-5 zusammenfassend dargestellt. Alle ermittelten Werte sind für jeden Versuchsträger im A1.3.1 zu finden.

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm,cyl}}{10} \right)^{0,3} \quad (4-8)$$

Tabelle 4-5: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons

Versuchsträger	Betonalter	$f_{cm,cyl}$	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm,sp}$	$E_{cm(cal)}$
DLT 5	25	39,69	45,43	2,73	33.268
DLT 6	25	41,93	46,46	3,39	33.821
DLT 7	192	47,9	57,5	3,21	35.198
DLT 8	61	44,8	56,0	3,30	34.499

### 4.5.2 Betonstahl

Für die Betonstahlbewehrung der Versuchsträger wurde ausschließlich die Festigkeitsklasse B500B verwendet. Die Materialfestigkeiten wurden in Zugversuchen an je drei Prüfkörpern pro Stabdurchmesser gemäß DIN ISO6892-1 bestimmt.

Ermittelt wurden die 0,2 % Dehngrenze  $f_{ym,0,2}$ , die Zugfestigkeit  $f_{tm}$  sowie der Elastizitätsmodul  $E_{sm}$ . Die Mittelwerte der Materialfestigkeiten sind zusammenfassend in Tabelle 4-6 dargestellt.

Tabelle 4-6: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betonstahls Typ B500B

Versuchsträger	Ø [mm]	$f_{ym,0,2}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$E_{sm}$ [MPa]
DLT 5-7	8	553	609	210.139
	10	572	629	200.807
	12	618	692	220.700
	16	570	655	204.266
	20	548	660	206.379
DLT 8	8	487	518	198.250
	12	563	670	201.336
	16	538	644	195.438
	20	510	608	203.055

### 4.5.3 Spannstahl

Für die Vorspannung wurden Spannlitzen der Sorte St1570/1770 mit einem Durchmesser von 0,6“ und einer Querschnittsfläche von  $A_p = 140 \text{ mm}^2$  verwendet. Die Materialfestigkeiten des Spannstahls wurde in Zugversuchen nach DIN EN 10138 als Mittelwert von drei Zugproben bestimmt. Dabei wurden die Zugversuche für die Versuchsträger DLT 5 – DLT 7 mittels Klemmkeilen an den Enden eingespannt. Aus dieser Klemmwirkung resultieren lokale Spannungsspitzen, wodurch die Zugproben im Bereich der Klemmung versagten. Die tatsächliche Materialzugfestigkeit liegt daher etwas über dem jeweils angegebenen Wert für  $f_{pm}$ . Für den Versuch DLT 8 wurden die Enden der Zugproben zur Vermeidung der Spannungsspitzen mittels Stahlhülsen eingeklebt und die Einspannung erfolgte an den Stahlhülsen. Daraufhin versagten die Proben stets außerhalb der Einspannstelle und die tatsächliche Materialzugfestigkeit des Spannstahls konnte ermittelt werden.

Tabelle 4-7: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St1570/1770

Versuchsträger	$A_{pm}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{pm,0,1}$ [MPa]	$f_{pm,0,2}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$E_{pm}$ [MPa]
DLT 5-7	140	1654	1713	1877	197.331
DLT 8	140	1779	1802	2026	201.588

## 4.6 Versuchsergebnisse und Versuchsauswertungen

### 4.6.1 Allgemeines

Im Hinblick auf eine übersichtliche Versuchsauswertung enthält Tabelle 4-8 eine Zusammenfassung der einzelnen Laststufen, die zur Auswertung der Messwerte der jeweiligen Träger herangezogen wurden.

Im Rahmen der Versuchsauswertung wurden dabei neben den Auflagerkräften an den Endauflagern, die Dehnungen der Bügel- und Längsbewehrung sowie die Rissbilder für jede der angegebenen Laststufen erfasst und dokumentiert.

Darüber hinaus ist in Tabelle 4-8 für jeden Versuchsträger die Laststufe mit der initialen Biegerissbildung, dem Einbau der Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes oder das Entfernen der Verstärkung sowie die Versagenslaststufe gekennzeichnet.

Tabelle 4-8: Übersicht über Auswertungsdarstellung für ausgewählte Laststufen

Auswertungsdarstellung	Laststufen			
	DLT 5 [kN]	DLT 6 [kN]	DLT 7 [kN]	DLT 8 [kN/m]
<b>Dehnungen der Bügelbewehrung</b> (Kapitel 4.6.6 bzw. Anhang A1.8)  <b>Rissbilder</b> (Kapitel 4.6.5 bzw. Anhang A1.6)	0	0	0	0
	600 <sup>R</sup>	750 <sup>R</sup>	600 <sup>R</sup>	300 <sup>R</sup>
	800	1100	1000	350
	1200	1200	1150	400
	1400	1400	1250	450
	1500	1453 <sup>V</sup>	1350 <sup>V</sup>	500
	1549 <sup>V</sup>	1500	1400	523 <sup>U</sup>
	1600	1600	1603 <sup>∅</sup>	
	1792 <sup>U</sup>	1688 <sup>U</sup>	1379 <sup>U</sup>	
R	Laststufe nach Ausbildung erster vertikaler Biegerisse			
V	Laststufe bei Versagensankündigung des schwächer querkräftbewehrten Feldes, daraufhin Einbau der Querkraftverstärkung			
∅	Entfernen der Querkraftverstärkung und anschließende Belastung bis zu Bruch			
U	Laststufe bei Versagen			

### 4.6.2 Versuchstraglasten

Die bei der Versuchsdurchführung erreichten Versuchstraglasten unter kombinierter Beanspruchung aus M+V+T enthält Tabelle 4-9. Die erreichten Versuchstraglasten unter kombinierter Beanspruchung im Vergleich zu den Referenzversuchsträgern dienen in erster Linie der Verifizierung des in Kapitel 3 vorgestellten analytischen Bemessungskonzeptes mit dem Näherungsverfahren zum Nachweis der Torsionslängsbewehrung. In der Gegenüberstellung der erreichten Versuchstraglasten mit den Referenzlasten (Tabelle 4-9) wird deutlich, dass das Bemessungsverfahren auf Grundlage der durchgeführten Versuche grundsätzlich bestätigt werden kann. Das Näherungsverfahren führt zu einer sicheren Bemessung.

Bei dem Versuchsträger DLT 5 wurden die Traglasten der Referenzversuchsträger um lediglich 3,2 % in Feld 1 und 0,2 % in Feld 2 unterschritten. Während es sich bei der Traglast in Feld 2 um die tatsächliche Bruchlast handelt, wurde die Traglast in Feld 1 auf Basis der umfangreichen Messung der Bügeldehnungen in Kombination mit der aufgetretenen Rissbildung abgeschätzt, um kurz vor Eintritt des Versagens noch eine Verstärkung einbauen zu können, um den zweiten Teilversuch fortsetzen zu können.

Durch dieses Vorgehen wären im ersten Teilversuch bis zum tatsächlichen Versagen noch geringe Laststeigerungen möglich gewesen. Die Abweichung der Traglasten im Vergleich zu den Referenzversuchsträgern ist in beiden Feldern gering, sodass das in Kapitel 3 dargestellte Bemessungsverfahren durch den Versuchsträger DLT 5 bestätigt werden konnte.

Tabelle 4-9: Übersicht Versuchstraglasten DLT 5 – DLT 8

Träger	Feld	Versuchs- traglast	Referenz- versuch	Abweichung	Merkmale
DLT 5	1	1549 kN	1607 kN	-3,2 %	zus. Torsionsbügel- und Längsbewehrung e = 7,5 cm
	2	1792 kN	1798 kN	-0,20 %	
DLT 6	1	1453 kN	1607 kN	-9,20 %	keine zus. Torsionslängsbewehrung e = 7,5 cm
	2	1688 kN	1798 kN	-6,10 %	
DLT 7	1	1603 kN	1607 kN	-0,25 %	Bemessung: e = 11 cm Versuch: e = 11 cm
	2	1379 kN	1607 kN	-14,0 %	Bemessung: e = 15 cm Versuch: e = 20 cm
DLT 8	1	522 kN/m	413 kN/m	+26,4 %	DLT 4 (Ref.) $f_{cm} = 26,7 \text{ MN/m}^2$ DLT 8: $f_{cm} = 44,8 \text{ MN/m}^2$ e = 15 cm
	2	522 kN/m	413 kN/m	+26,4 %	

Bei dem Versuchsträger DLT 6 sind die Auswirkungen der gänzlich fehlenden zusätzlichen Torsionslängsbewehrung deutlich zu erkennen. Die erreichten Versuchstraglasten sind im Vergleich zum Referenzversuch mit -9,02 % bzw. -6,10 % deutlich geringer, wenngleich die Abweichungen in Summe immer noch  $\leq 10 \%$  betragen. Dies lässt sich durch die Mitwirkung der aus Biegung nicht voll ausgenutzten Spannglieder erklären und verdeutlicht die Unterschiede hinsichtlich des Tragverhaltens eines Spannbetonträgers unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Vergleich zur reinen Torsionsbeanspruchung.

Für den Versuchsträger DLT 7 konnte die Pressenkraft im ersten Feld bis auf das Niveau des Referenzversuchs gesteigert werden und dementsprechend das Bemessungsmodell für dieses Feld bestätigt werden. Das zweite Feld wurde im Versuch mit einer gegenüber der Bemessung um 5cm größeren Exzentrizität belastet, um mögliche Tragreserven zu untersuchen. Die Traglast konnte allerdings nicht auf das Niveau des Referenzversuchsträgers heranreichen und lag 14 % unter der Ziellast des Referenzversuchs.

Ausreichende Tragreserven zur Aufnahme der zusätzlichen Torsion aus einer 5cm größeren Exzentrizität konnten mit dem Versuch somit nicht festgestellt werden. Die gegenüber der Bemessung größere Torsionsbeanspruchung führte hier zu einem direkten Abfall der Traglast.

Beim Streckenlastversuch DLT 8 wurde die Traglast des Referenzversuchs entsprechend dem Bemessungsvorschlag für die zusätzliche Torsionsbewehrung nicht nur erreicht, sondern wie aus Tabelle 4-9 ersichtlich, sogar um 26,4 % übertroffen. Diese höhere Versuchstraglast lässt sich allerdings auf die deutlich geringere Druckfestigkeit des Referenzversuchsträgers zurückführen, bei dem es dadurch zu einem frühen Versagen der Biegedruckzone kam. Bei dem Referenzversuchsträger wurde die Zielfestigkeit des bestellten Betons der Festigkeitsklasse C35/45 auf Grund der mangelhaften Qualität des Transportbetons nicht erreicht ( $f_{cm} = 26,7 \text{ MN/m}^2$ ). Dieser Fehler konnte erst nach Erhärtung und Prüfung der ersten Probekörper bemerkt werden, wodurch der gesamten Versuchsbalken eine um 53 % reduzierte Druckfestigkeit gegenüber dem angestrebten Wert aufwies. Dieser Problematik geschuldet kam es bei dem Versuchsträger DLT 8 mit  $f_{cm} = 48,9 \text{ MN/m}^2$  noch nicht zum Fließen der Bügelbewehrung, als die Versagenslast des Referenzversuchsträgers erreicht war. Erst bei weiterer Steigerung der Last wurde die Streckgrenze der Bügelbewehrung erreicht, die plastischen Dehnungen und die Rissbildungen nahmen zu und in der Folge kam es unter einer deutlich höheren Laststufe als beim Referenzversuch auf Grund einer Querschnittsschwächung durch das Abplatzen der seitlichen Betondeckung ebenfalls zu einem sekundären Druckstrebenversagen. Primäre Versagensursache war das Fließen der Bügel.

Der Einfluss der Druckfestigkeit auf die Traglast wird im Rahmen der Parametervariation in Kapitel 5 näher behandelt. Ob das Bemessungskonzept mit diesem Versuch anhand der erreichten Versuchstraglast bestätigt werden kann, ist kritisch zu hinterfragen und wird im Rahmen der numerischen Simulationsberechnung erneut aufgegriffen.

### 4.6.3 Last-Durchbiegungs-Kurven

In Bild 4-24 bis Bild 4-26 ist das lastabhängige Verformungsverhalten der Versuchsträger DLT 5 – DLT 8 dargestellt. Dabei zeigt Bild 4-24 die Pressenlast-Verformungsbeziehung, das Bild 4-25 die Querkraft-Verformungsbeziehung und Bild 4-26 die Torsionsmomenten-Verformungsbeziehung für die einzelnen Versuchsträger in den Teilbildern a – d. Die Durchbiegungen sind für Feld 1 und Feld 2 jeweils im Abstand von 3,50 m entfernt von der Innenstütze aufgetragen. Die Querkraft und Torsionsschnittgröße wurde für die mittlere Auflagerachse unter Berücksichtigung des Eigengewichtes und der statisch unbestimmten Vorspannwirkung ermittelt.

Die Last-Durchbiegungs-Kurven sind für den ersten Teilversuch bis zum Einbau der Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes und den zweiten Teilversuch bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes dargestellt.

Die Last-Durchbiegungs-Kurven ermöglichen die globale Bewertung des Trag- und Verformungsverhaltens. Deutlich zu erkennen sind bei allen Last-Durchbiegungskurven der Übergang vom ungerissenen, linear-elastischen Zustand I in den gerissenen Zustand II und dem damit verbundenen Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung. Auf Grund des vorzeitig eingetretenen Querkraftversagens wurde ein Fließplateau entsprechend einem Biegeversagen bei keinem der Versuche unter kombinierter Beanspruchung erreicht.

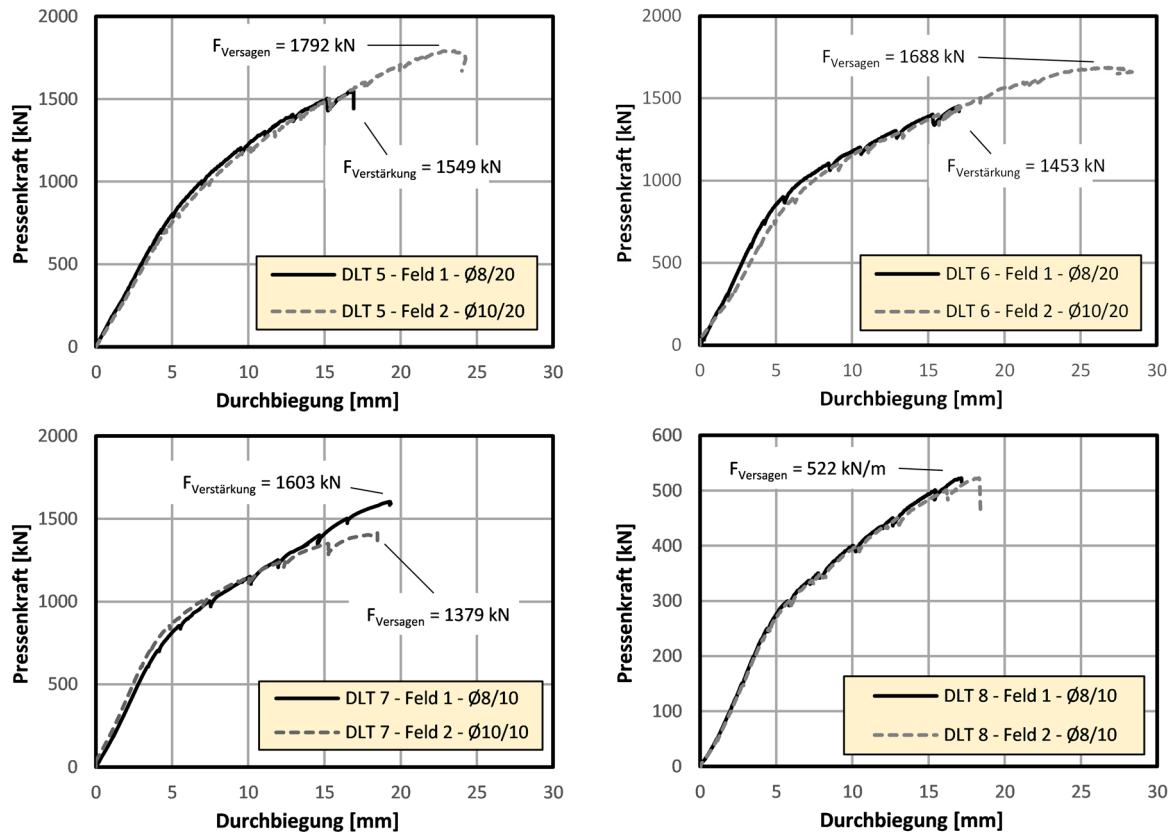


Bild 4-24: Pressenkraft-Durchbiegungs-Kurven – DLT 5 - DLT 8

Das Versagen der Versuchsträger DLT 5 und DLT 6 trat jeweils im stärker bewehrten Feld an der Lasteinleitung letztlich durch den Bruch der stark eingeschnürten Betondruckzone auf. Primäre Ursache für das Versagen war das Fließen der Bewehrung in Verbindung mit großen Stahldehnungen. Bei dem Versuchsträger DLT 7 trat das Versagen an der Innenstütze durch Druckstrebenbruch in Feld 2 auf. Während die Last- und Querkraft- Durchbiegungs-Kurven für beide Felder übereinanderliegen, ist durch die Torsions-Durchbiegungs-Kurven zu erkennen, dass sich die Torsionsbeanspruchungen auf Grund unterschiedlicher Exzentrizitäten je Feld voneinander unterschieden. Bei dem Versuchsträger DLT 8 waren beide Felder für die gleiche Traglast ausgelegt und unterschieden sich lediglich hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Bügel (vgl. Kapitel 4.2.5). Da sich bei DLT 8 bis zum Eintreten der Bruchlast keine Unterschiede im Tragverhalten anhand von Rissbildung, Dehnungsmessungen oder Verformungen erkennen ließen, kam es zu keiner Verstärkung des vermeintlich konstruktiv schwächer ausgebildeten Feldes 1 mit offenen Bügeln, die über die Bewehrung der Gurtplatte geschlossen wurden. Das endgültige Versagen trat im Feld mit den offenen Bügeln an der Innenstütze auf.

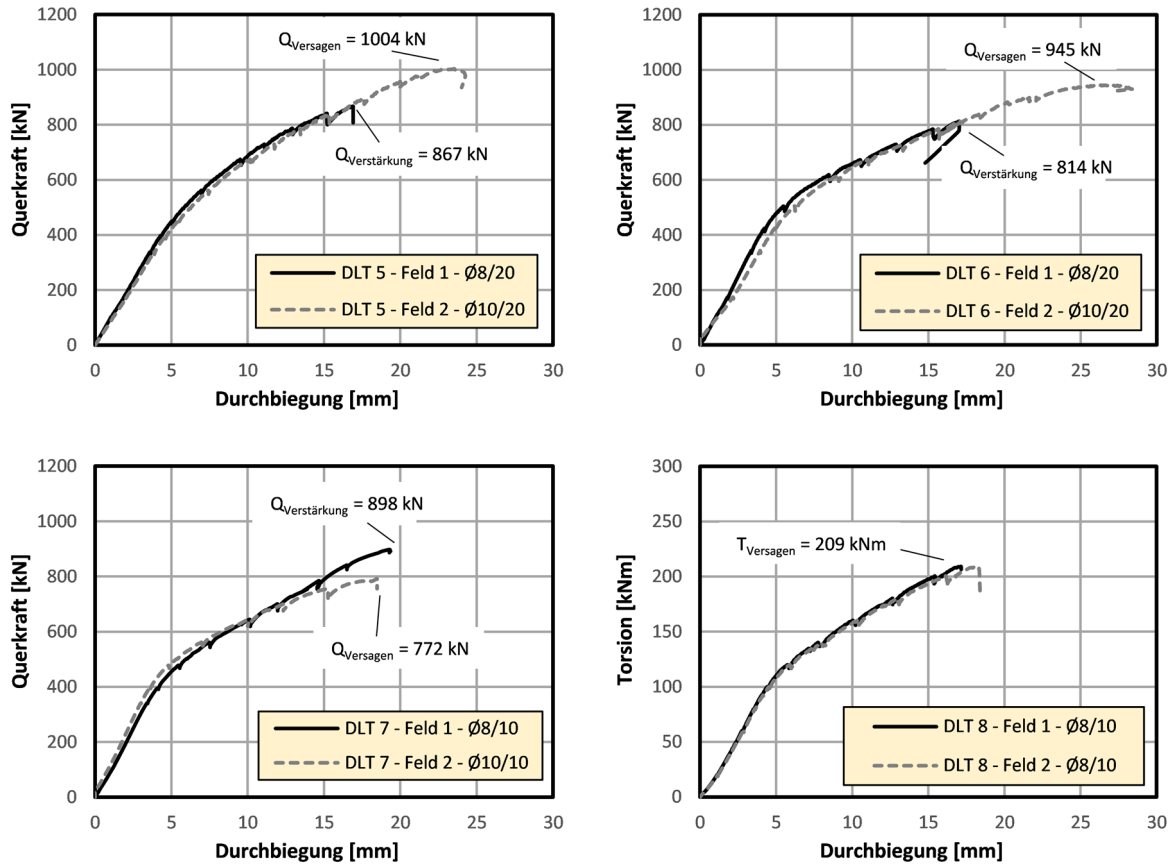


Bild 4-25: Querkraft-Durchbiegungs-Kurven – DLT 5 - DLT 8

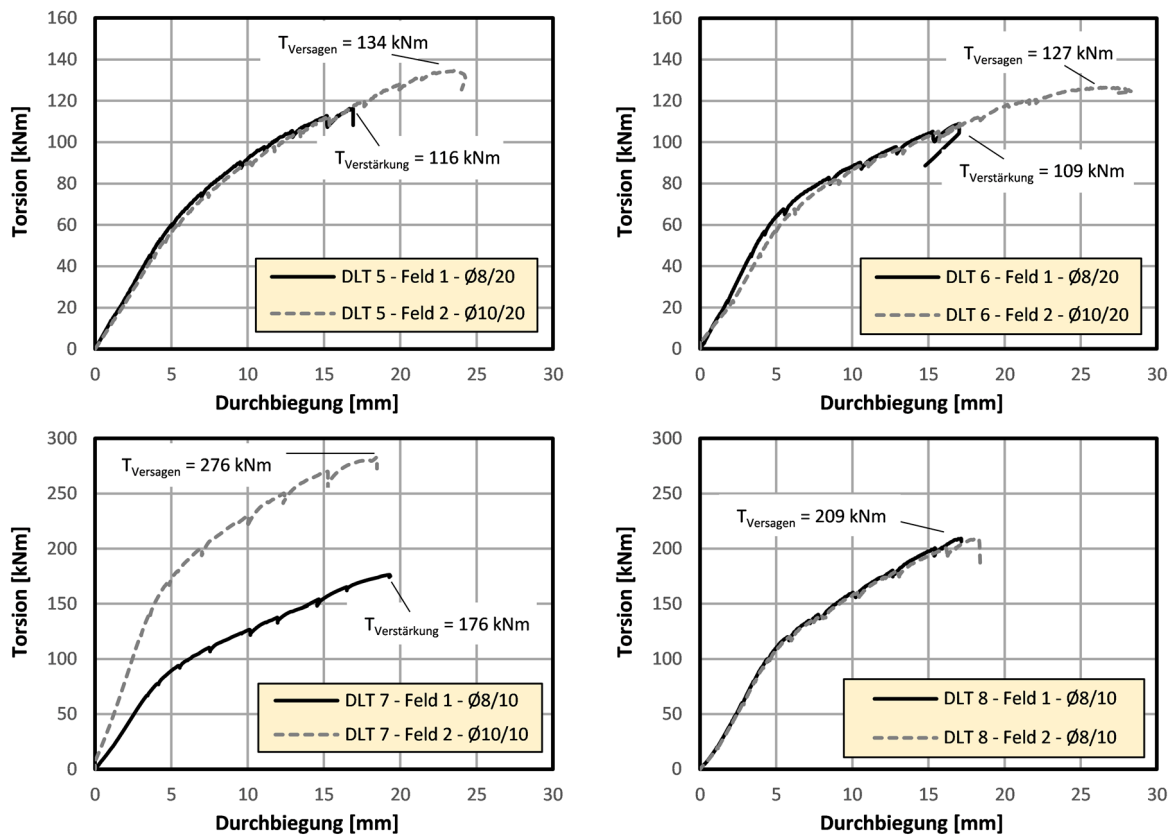


Bild 4-26: Torsions-Durchbiegungs-Kurven – DLT 5 - DLT 8

#### 4.6.4 Last-Verdrillungs-Kurven

Die Last-Verdrillungs-Kurven für die Torsionsbeanspruchung sind in den Bild 4-27 für die Einzellastversuchsträger unter kombinierter Beanspruchung dargestellt. Die Verdrillung wurde dabei in jedem Lastpunkt ausgewertet. Deutlich zu erkennen ist, wie die Torsionssteifigkeiten mit einsetzender Rissbildung sehr stark abfallen. Der Steifigkeitsabfall durch Rissbildung ist bei Torsion deutlich größer als bei Biegung.

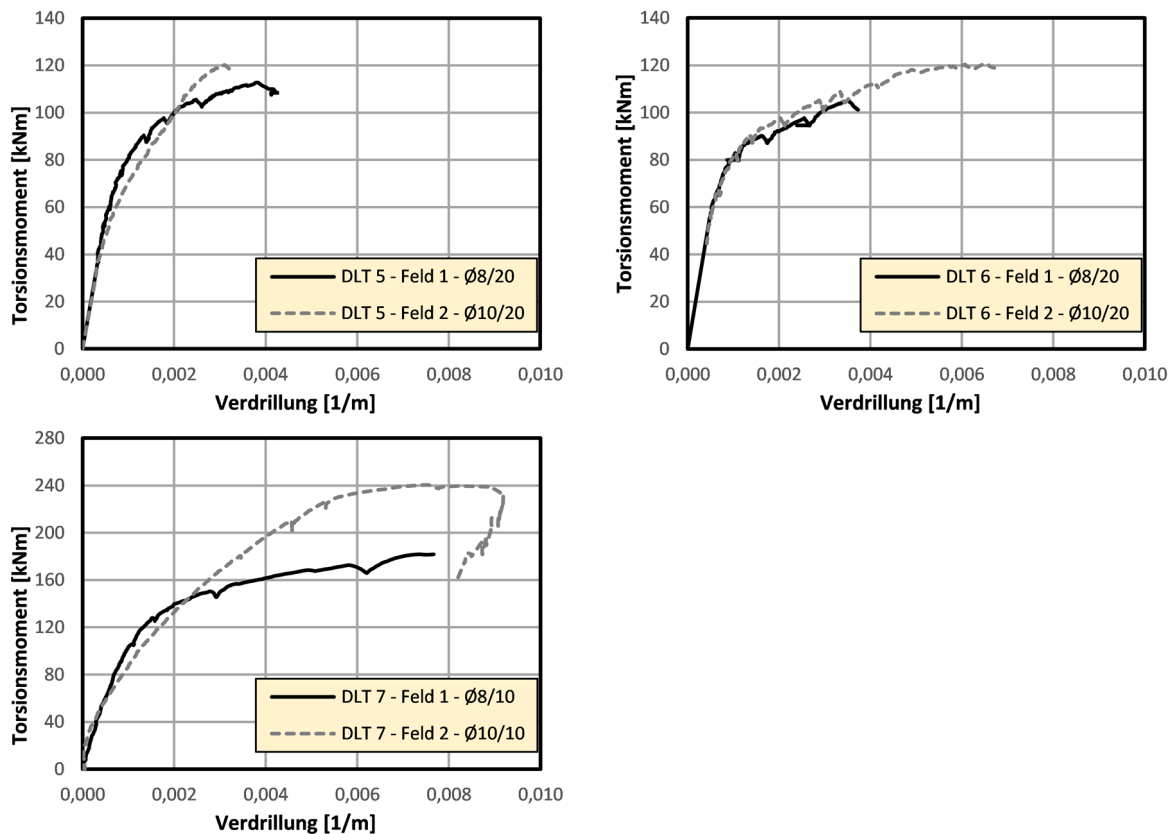


Bild 4-27: Last-Verdrillungs-Kurven der Einzellastversuche – DLT 5 - DLT 7

Die für einen Trägerabschnitt in Längsrichtung dargestellte Torsionsmomenten-Verdrillungs-Beziehung der Versuchsträger DLT 5 bis DLT 7 wiesen, ähnlich den Momenten-Krümmungs-Linien, bei Biegebeanspruchung drei charakteristische Phasen auf, den ungerissenen Zustand I, den gerissenen Zustand II und den plastischen Bereich durch das Fließen der Bewehrung (Bild 4-27). Bei allen Versuchsträgern war ein deutlicher Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II zu erkennen. Auch der Übergang zum Fließen der Bewehrung unter deutlicher Zunahme der Verdrillung bei nur noch sehr geringer Laststeigerung war deutlich für alle Versuchsträger zu erkennen.

Während die Versuchsträger DLT 5 und DLT 6 bis zur Verstärkungslast jeweils eine annähernd gleiche Verdrillung aufwiesen, waren im Versagenszustand deutliche Unterschiede zu erkennen. Beide Versuchsträger wiesen im Feld 2 unter der höheren Torsionsbeanspruchung stärker zunehmende Verdrillungen auf, wobei sich der Versuchsträger DLT 5 auf Grund der zusätzlichen Torsionslängsbewehrung unter einer vergleichsweise höheren Last deutlich steifer verhielt.

Bei dem Versuchsträger DLT 7 war deutlich zu erkennen, dass mit dem höheren Torsionsmoment aus der größeren Exzentrizität in Feld 2 auch eine stark zunehmende Verdrillung einherging.

Der Streckenlastversuchsträger DLT 8 wurde hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung der Bügel feldweise unterschiedlich ausgeführt. Obwohl ein Unterschied im Tragverhalten bis zum endgültigen Bruch des konstruktiv vermeintlich schwächer ausgeführten Feldes 1 auf Grund der Entwicklung der Betonstahldehnungen in Kombination mit der beobachteten Rissbildung nicht zu erkennen war, wurde anhand der Torsionsmomenten-Verdrillungs-Kurven eine deutlich größere Zunahme der Verdrillungen im Feld 1 mit den offenen Bügeln, die über die Querbewehrung geschlossen wurden, im Vergleich zu den mit Steckbügeln geschlossenen Bügeln in Feld 2, deutlich (Bild 4-28). Diese Beobachtungen bestätigen die Erkenntnisse aus den Untersuchungen zur konstruktiven Ausbildung der Bügelbewehrung in Kapitel 4.2.5, bei denen ein Steifigkeitsabfall bei rechtwinklig verankerten Bügelhaken gemessen wurde. Dabei wird deutlich, dass die Wahl der konstruktiven Ausbildung zwar die Steifigkeit des Versuchsträgers, nicht aber die Tragfähigkeit beeinflusst. Die Fließkraft konnte, wie das Erreichen der gleichen Versuchstraglast des vermeintlich konstruktiv stärker ausgebildeten Feld 2 bestätigt, durch die Torsionsbügel in beiden Feldern sicher aufgenommen werden. Darüber hinaus ist hier zu beachten, dass der Bewehrungsgrad der Querbewehrung von entscheidender Bedeutung ist. Anders als bei Plattenbalkenbrücken war im Gurt des Versuchsträgers keine besonders kräftige Querbewehrung vorhanden, die den Steifigkeitsabfall hätte kompensieren können.

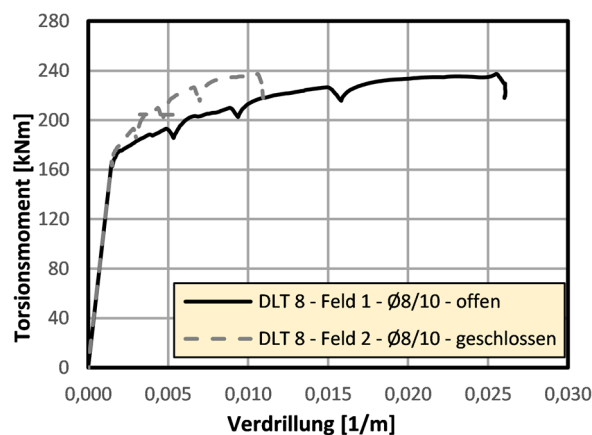


Bild 4-28: Last-Verdrillungs-Kurven des Streckenlastversuchs – DLT 8

#### 4.6.5 Rissbildung

Tabelle 4-10 stellt eine Übersicht über die gemessenen Rissbreiten im Zug der Versuche dar. Die Rissbreiten wurden optisch mit einem Rissmikroskop in den Belastungspausen gemessen. Bei den aufgeführten Werten handelt es sich um die Maximalwerte der Rissbreite an den festgelegten Positionen der jeweiligen Laststufe. Für den Versuchsträger DLT 7 erfolgte die Rissbreitenmessung an insgesamt sechs Positionen entlang des Trägers, 3 je Feld, wobei Pos. 5 und Pos. 6 im Zuge der Rissbildung hinzukamen.

Tabelle 4-10: Rissbreiten in [mm] – Versuchsträger DLT 7 und DLT 8

Versuchsträger	Beginn der Rissbildung	400 kN/m	1150 kN	1250 kN	1350 kN	
DLT 7	F = 600 kN	Pos. 1	0,5	0,65	0,70	
		Pos. 2	0,5	0,70	0,85	
		Pos. 3	0,28	0,30	0,30	
		Pos. 4	0,28	0,35	0,35	
		Pos. 5			0,35	0,60
		Pos. 6				0,90
DLT 8	f = 250 kN/m	Pos. 1	0,15			
		Pos. 2	0,075			
		Pos. 3	0,35			

Zur Verdeutlichung der belastungsabhängigen Rissbildung und des Bauteiltragverhaltens wurde die Rissentwicklung unter den zuvor beschriebenen Laststufen erfasst und ist in Anhang A1.6 für jeden Träger einzeln dargestellt. Die Rissbilder des Bruchzustands sind für alle Versuchsträger in Bild 4-29 zusammengestellt. Der kritische Versagensriss ist in Rot eingezeichnet.

Für alle Versuchsträger ist festzustellen, dass die Risse bei den Versuchsträgern mit zusätzlicher Torsionsbeanspruchung im Vergleich zu den Versuchsträgern ohne zusätzliche Torsionsbeanspruchung steiler verlaufen. Während bei den Trägern ohne Torsion Risswinkel zwischen  $\beta_r = 16$  und  $23$  Grad gemessen wurden, verlaufen die Risse bei den Versuchsträgern unter  $M+V+T$  im Allgemeinen zwischen  $\beta_r = 20$  und  $\beta_r = 30$  Grad. Die Neigung der kritischen Versagensrisse ist in Bild 4-29 für jeden Versuchsträger eingezeichnet und beträgt im Mittel  $\beta_{r,Versagen} = 30$  Grad.

Bei den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 zeigte sich im ersten Teilversuch im schwächer querkräftbewehrten Feld 1 im Bereich des Mittelauflegers bei hohen Lasten ein Fließen der Bügel. Da an diesen Stellen von einem unmittelbar bevorstehenden Versagen auszugehen war, wurden diese Trägerbereiche lokal mittels Schubspangen verstärkt.

Das Versagen trat bei beiden Versuchsträgern im zweiten Teilversuch im Bereich der Lasteinleitung durch eine Kombination von Bügelversagen und in der direkten Folge Schubdruckversagen in der Biegedruckzone auf. Infolge der zunehmenden Stahldehnungen wurde die Druckzone immer mehr eingeschnürt, bis

schließlich die Druckfestigkeit des Betons überschritten wurde. Bei beiden Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 waren die Risse im Bereich der Lasteinleitung und des Mittelaufagers (D-Bereiche) steiler geneigt als im Feldbereich (B-Bereich) und die eingebaute Längs- und Bügelbewehrung wurde im Bruchzustand deutlich über die Fließdehnung hinaus beansprucht. Die vorhandene Bewehrung war infolge Fließens nicht in der Lage, die Ausbreitung des jeweils kritischen Risses bis in die Druckzone hinein zu verhindern.

Letztlich war das Fließen der Bewehrung bei beiden Trägern ursächlich für das Druckzonenversagen im Bereich der Lasteinleitung. Während der Träger DLT 5 jedoch infolge einer Überbeanspruchung der Bügel versagte, zeigte sich bei dem Versuchsträger DLT 6 auf Grund der fehlenden Torsionslängsbewehrung eine deutliche Zunahme der Rissbildung bis in den Bereich der Biegedruckzone an der Innenstütze hinein.

Durch die deutlich flacher geneigten und stärker in die Druckzone hineinlaufenden Risse auf der Trägerseite, wo sich der Schub aus Querkraft und Torsion überlagert, kündigte sich bei diesem Versuchsträger ein Versagen der Biegedruckzone an der Innenstütze an.

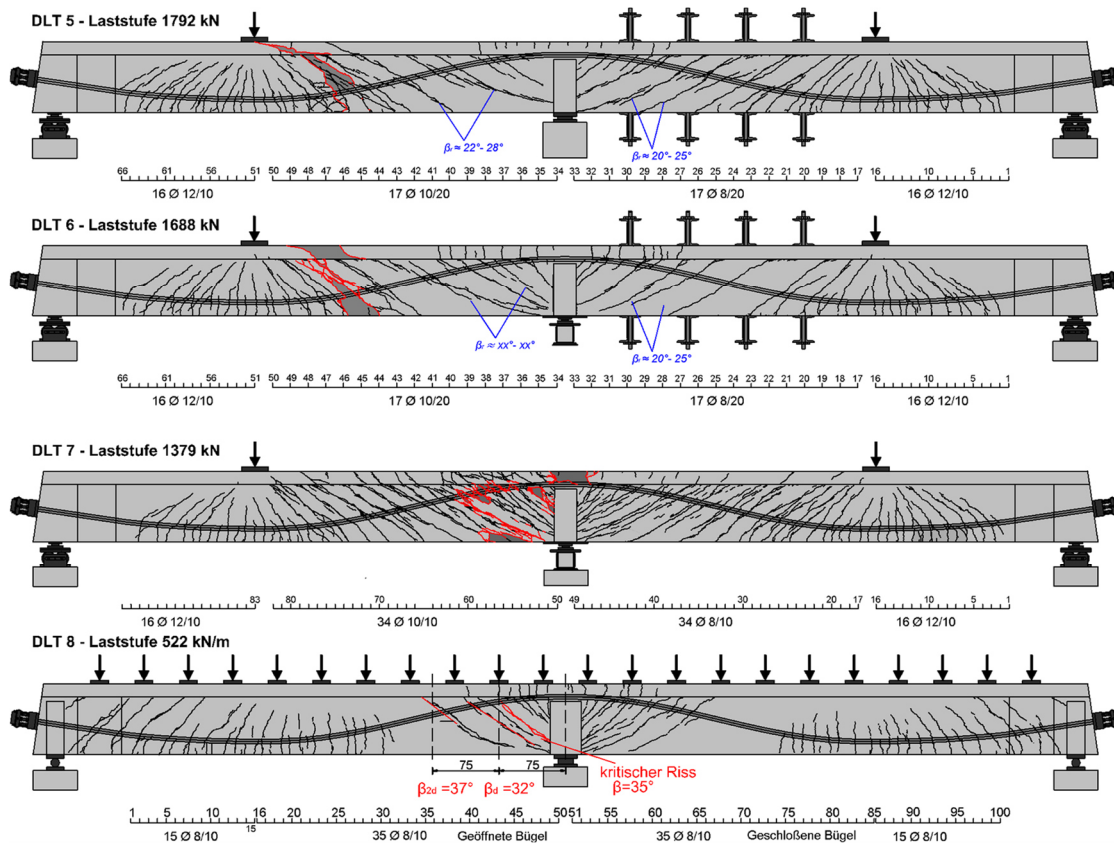


Bild 4-29: Rissbilder im Bruchzustand DLT 5 – DLT 8

Für den Versuchsträger DLT 7 waren die ersten Biegerisse im Steg ab der Laststufe von 600 kN in den Feldern zu beobachten. Ab ca. 1000 kN waren die ersten Biegerisse im Stützbereich zu verzeichnen. Mit steigender Belastung traten weitere Biegerisse auf, die sich zu Schubrisen entwickelten. Reine Schubrisse waren ab einer Laststufe von 1150 kN zu beobachten. Der Risswinkel  $\beta_r$  im kritischen Schnitt beträgt ca. 30 Grad.

Bei dem Versuch DLT 8 mit Streckenlast stellte sich ein gänzlich anderes Rissbild ein. Aufgrund der gegenüber den Einzellasten veränderten Schnittgrößenverteilung konzentrierte sich die Ausbildung der schrägen Schubrisse im Wesentlichen auf den Bereich der Innenstütze, während sich im Feldbereich hauptsächlich vertikale Biegerisse einstellten. Die ersten Biegerisse im Steg traten ab der Laststufe von 250 kN/m in den Feldern auf. Ab ca. 300 kN/m waren die ersten Biegerisse im Stützbereich zu verzeichnen. Mit steigender Belastung traten weitere Biegerisse auf, die sich zu Schubrisse entwickelten. Reine Schubrisse waren ab einer Laststufe von 443 kN/m zu beobachten.

Darüber hinaus war bei den Versuchsträgern zu beobachten, dass die bauliche Ausbildung der Lagerung einen deutlich erkennbaren Einfluss auf die Rissbildung über einem Zwischenlager hat. Bei direkter Lagerung bildet sich in diesem Bereich ein Fächer aus (Bild 4-30). Rissbildung und Verlauf der inneren Kräfte erfolgen entsprechend der Krafteinleitung wie bei einer Einzellast im Feldbereich eines Balkens. Aus der Rissbildung ist sehr anschaulich ablesbar, dass bei der Zugkraftdeckung das Versatzmaß zu berücksichtigen ist.

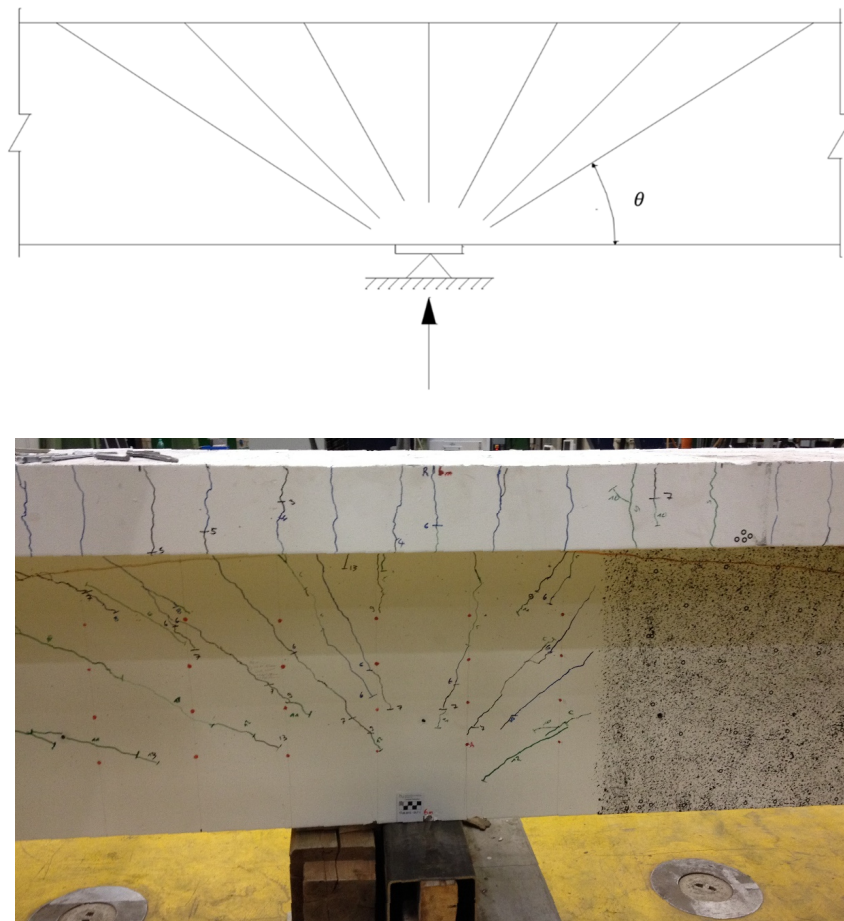


Bild 4-30: Rissbildung bei Ausbildung eines Fächers (direkte Lagerung): oben – schematische Darstellung, unten – Rissbild eines Versuchsträgers unter Einzellast aus [44]

Den Einfluss aus einem nachträglich anbetonierten Querträger auf die Rissbildung gibt Bild 4-31 wieder. Wie aus dem Rissbild zu erkennen ist, wird durch den zusätzlichen Querträger die Ausbildung eines Fächers verhindert.

Die Vertikalkomponenten der Druckstreben werden gleichmäßig über die Trägerhöhe in den Querträger eingeleitet. Obwohl sich unmittelbar an der Zwischenstütze ein Lager unter dem Steg des durchlaufenden Versuchsbalkens befindet und der Querträger lediglich der Stabilisierung gegen Umkippen infolge der Torsionsbelastung dient, stellte sich bei den Versuchen ein Rissbild wie bei einer indirekten Lagerung ein.

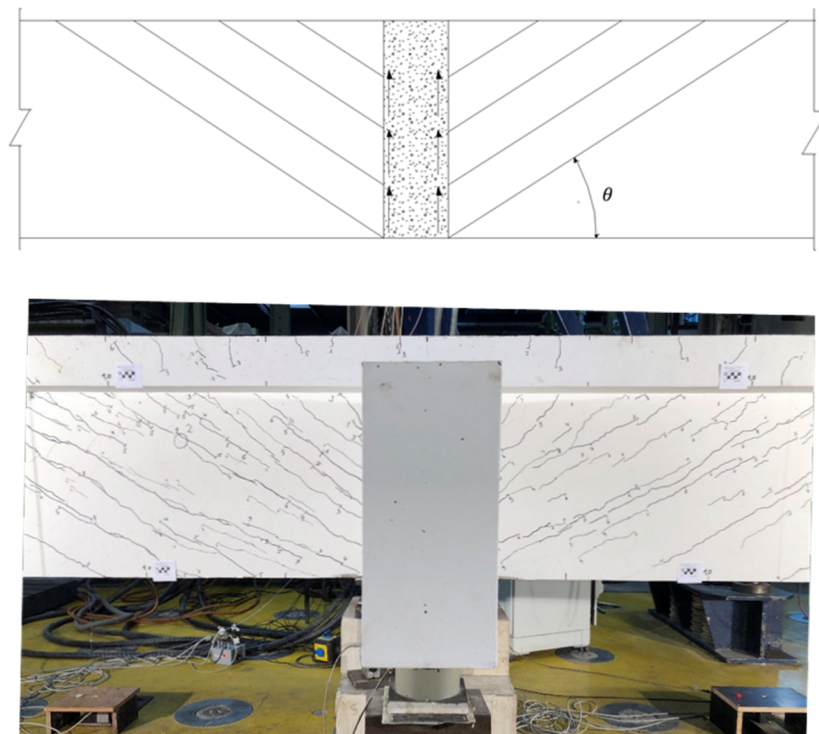


Bild 4-31: Rissbildung bei zusätzlichem Querträger: oben – schematische Darstellung, unten – Rissbild eines Versuchsträgers unter Einzellast aus [44]

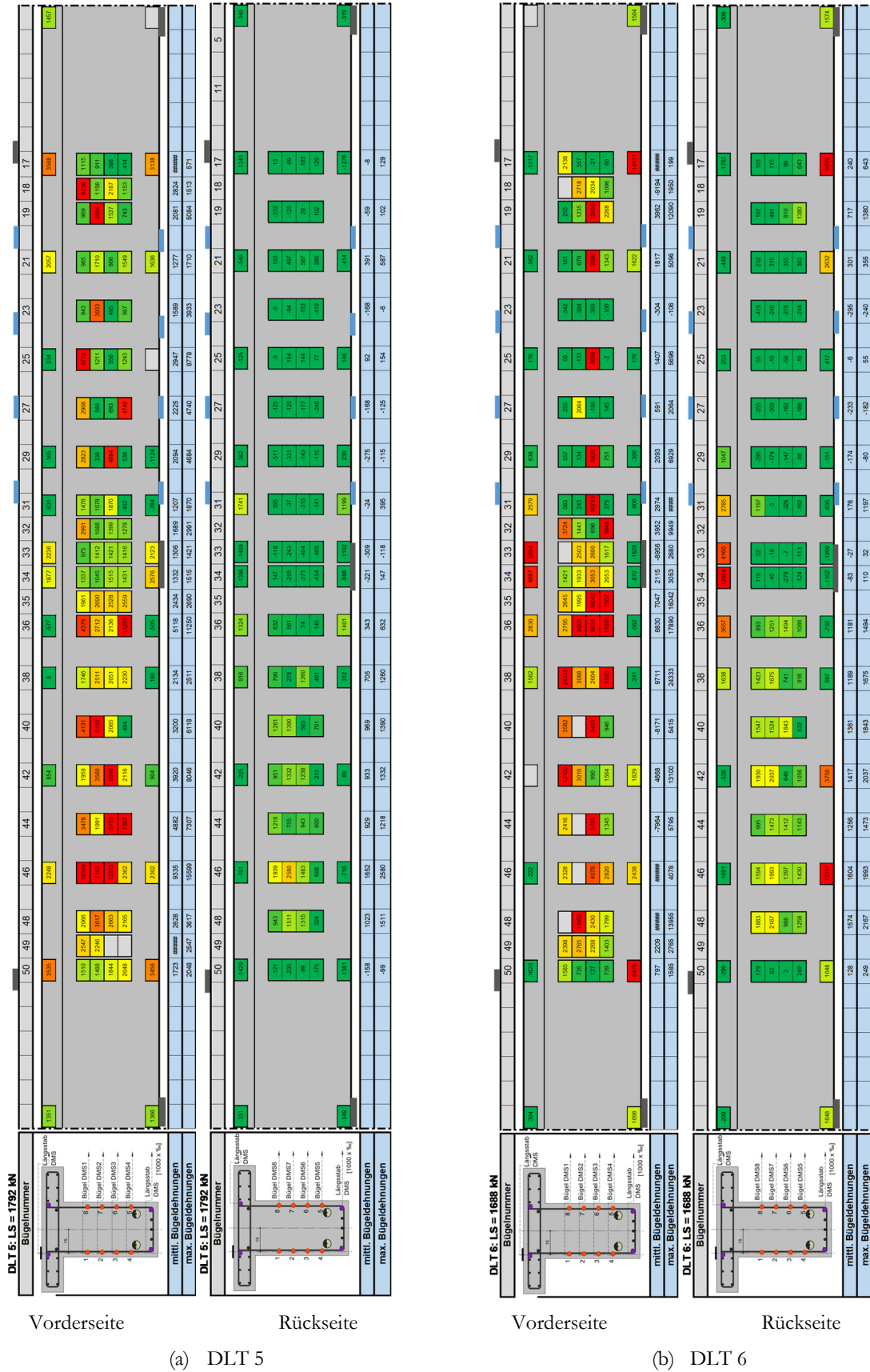
### 4.6.6 Stahldehnungen

Die Betonstahldehnungen wurden in den Versuchen über Dehnmessstreifen an vier Punkten entlang der Bügelschenken auf der Vorder- und Rückseite gemessen. In Bild 4-32 und Bild 4-33 sind die Dehnungen im Versagenszustand aufgetragen. Eine Zusammenstellung über alle Laststufen ist in Anhang A1.8 zu finden. In Kombination mit den beobachteten Rissbildern liefern die zugehörigen ermittelten Stahldehnungen eine gute Möglichkeit die inneren Kraftumlagerungen infolge Rissbildung zu erkennen. In den Darstellungen der Dehnungsverteilung kennzeichnet die Farbe Grün eine geringe Beanspruchung, die Farbe Gelb eine Beanspruchung, welche der halben Fließdehnung entspricht, und die Farbe Rot jeweils eine Beanspruchung auf Fließdehnungsniveau.

Bei den Versuchsträgern unter Einzellasten sind deutlich die sich ausbildenden fächerartigen Schubrisse und die damit einhergehende starke Beanspruchung der Bügelbewehrung zwischen Lasteinleitung und

Innenstütze zu erkennen. Die qualitativen Bügeldehnungen der Vorderseite in Bild 4-32 und Bild 4-33 der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung sind daher grundsätzlich vergleichbar mit den Ergebnissen der Versuchsträger unter reiner Querkraftbiegung (vgl. [40]). Die Betrachtung der qualitativen Bügeldehnungen auf der Trägerrückseite, wo keine Addition aus Querkraft und Torsion stattfindet, zeigt jedoch ein gänzlich anderes Bild. Hier sind die Bügeldehnungen im Vergleich zur Vorderseite weitgehend unterhalb des Fließdehnungsniveaus. Daraus wird deutlich, dass der Torsionsanteil, im Gegensatz zur Querkraft, die die gesamte Querschnittsbreite beansprucht, nur in den Randbereichen wirksam ist. Während sich auf der Vorderseite der Versuchsträger die Schubspannungen aus  $V+T$  addieren, subtrahieren sie sich auf der Rückseite der Versuchsträger (vgl. Kapitel 3.1.1).

Das Tragverhalten des Streckenlastversuchs DLT 8 unterscheidet sich stark vom Tragverhalten der Versuchsträger unter Einzellast. Ähnlich wie bei dem Streckenlastversuch unter reiner Querkraftbiegung wurden Bügeldehnungen im Bereich der Fließdehnung ausschließlich im Bereich der Innenstütze gemessen (Bild 4-33b). Diese Beobachtung passt gut überein mit der dokumentierten Rissbildung. Auch bei dem Streckenlastversuch unter kombinierter Beanspruchung ( $M+V+T$ ) weicht die Beanspruchung der Bügel auf der Rückseite stark von der Beanspruchung der Bügel auf der Vorderseite ab und bleibt unterhalb der Fließdehnung.

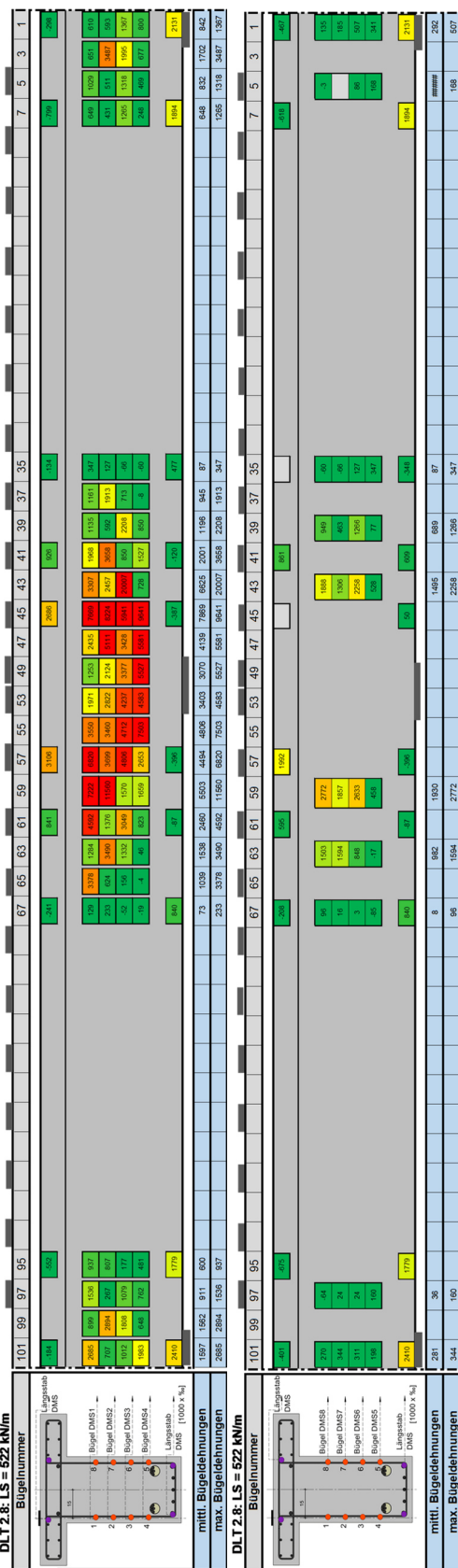




Vorderseite

Rückseite

(a) DLT 7



Vorderseite

Rückseite

(b) DLT 8

Bild 4-33: Dehnungsbilder (a) DLT 7, (b) DLT 8 – Versagenszustand

### 4.6.7 Abfall der Torsionssteifigkeit

Der Abfall der Torsionssteifigkeit infolge einer Rissbildung im Beton kann das Tragverhalten von Tragwerken und Bauteilen sowohl günstig als auch ungünstig beeinflussen. Eine kleine Torsionssteifigkeit wirkt sich bei Zwangsbeanspruchungen günstig aus. Auch die damit im GZT einhergehende Reduzierung der Torsionsmomente in den Stegen von Plattenbalkenbrücken wirkt sich auf deren erforderliche Bügel- und Längsbewehrung günstig aus. Allerdings steigen dann aufgrund der schlechteren Querverteilung die Biege- und die Querkraftbeanspruchung im Hauptträger entsprechend an.

Beim Kippen schlanker Träger im Zustand II wirkt sich dagegen eine möglichst große Torsionssteifigkeit günstig aus.

Bei einer kombinierten Beanspruchung sind die Biege- und Torsionssteifigkeit miteinander gekoppelt. So kommt es bereits durch Biegerisse zu einem Abfall der Torsionssteifigkeit, bevor unter einem höheren Lastniveau zusätzlich geneigte Schubrisse entstehen. Letztere führen zu einem noch stärkeren Abfall der Torsionssteifigkeit als die Biegerisse.

Den ersten Ansätzen für eine rechnerische Ermittlung der Torsionssteifigkeit bei reiner Torsion für den Zustand II lagen räumliche Fachwerkmodelle zugrunde. Neuere Ansätze [59] berücksichtigen bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion Steifigkeitsanteile von Druck- und Zugzone auf Querschnittsebene. Dabei erfolgt zunächst eine getrennte Ermittlung der Anteile aus der ungerissenen Biegedruckzone  $(GI_T)_{\text{Druckzone}}$  und der gerissenen Zugzone  $(GI_T)_{\text{Zugzone}}$ . Die Methode eignet sich besonders bei überwiegender Biegebeanspruchung. Dagegen ist sie bei reiner oder überwiegender Torsionsbeanspruchung nicht geeignet. In der gerissenen Zugzone können durch die Rissverzahnung Schubspannungen über die Risse hinweg übertragen werden, wobei die Rissverzahnung mit zunehmender Rissöffnung abfällt und schließlich bei entsprechend großen Rissöffnungen ganz verloren gehen kann. Dadurch fällt der Steifigkeitsanteil der gerissenen Zugzone stärker ab als der Anteil aus der ungerissenen Druckzone.

Vor dem Hintergrund der beschriebenen Zusammenhänge anhand der beschriebenen Modellvorstellung wird deutlich, dass die Torsionssteifigkeit sowohl durch Biegerisse als auch Torsionsrisse beeinflusst wird. Grundsätzlich ist bei der Torsionssteifigkeit zwischen der Tangenten- und Sekantensteifigkeit zu unterscheiden. Welche der beiden im konkreten Fall benötigt wird, hängt von dem Problem ab, das damit untersucht werden soll.

Aus bereits durchgeführten Forschungsvorhaben ging in diesem Zusammenhang für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken das Ergebnis hervor, dass die Torsionssteifigkeit  $GI_T$  für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Schnittgrößenermittlung von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken pauschal auf 40% des linearelastischen Wertes nach Zustand I abgemindert werden darf. Diese Empfehlung fand bereits in der ersten Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie Berücksichtigung und stellt derzeit einen unteren Grenzwert für die pauschale Abminderung der Torsionssteifigkeit dar.

Anhand der vorgestellten Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion konnte der Abfall der Torsionssteifigkeit durch kontinuierliche Messung der Torsionsmomenten-Verdrillungs-Beziehung ( $M, \vartheta'$ ) analysiert werden und der rechnerischen Torsionssteifigkeit nach Zustand I gegenübergestellt werden. Tabelle 4-11 enthält die rechnerischen Torsionssteifigkeiten  $GI_{T(\text{cal})}$  des Zustand I.

Tabelle 4-11: Rechnerische Torsionssteifigkeit im Zustand I – DLT 5 - DLT 8

Versuchsträger	$f_{cm}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$G$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$I_T$ [m <sup>4</sup> ]	$GI_{T(\text{cal})}$ [MNm <sup>2</sup> ]
DLT 5	39,7	33.271	13.863	$8,49 \cdot 10^{-3}$	118
DLT 6	41,9	33.813	14.089	$8,49 \cdot 10^{-3}$	120
DLT 7	57,5	37.181	15.495	$8,49 \cdot 10^{-3}$	132
DLT 8	56,4	36.966	15.403	$8,49 \cdot 10^{-3}$	131

Anhand der nichtlinearen Torsionsmomenten-Verdrillungs-Kurven im gerissenen Zustand II kann mithilfe der mechanischen Zusammenhänge aus den Versuchen eine Tangenten- und Sekanten-Torsionssteifigkeit bestimmt werden. Dabei ist zu unterscheiden zwischen der Sekantensteifigkeit nach Gleichung (4-9) und der Tangentensteifigkeit nach Gleichung (4-10).

Tangentensteifigkeit:

$$GI_{T,\text{tan}}^{\text{II}} = \frac{\Delta T}{\Delta \vartheta'} \quad (4-9)$$

Sekantensteifigkeit:

$$GI_{T,\text{sek}}^{\text{II}} = \frac{\Delta T}{\Delta \vartheta'} \quad (4-10)$$

Die unterschiedlich definierten Torsionssteifigkeiten werden in Bild 4-34 veranschaulicht.

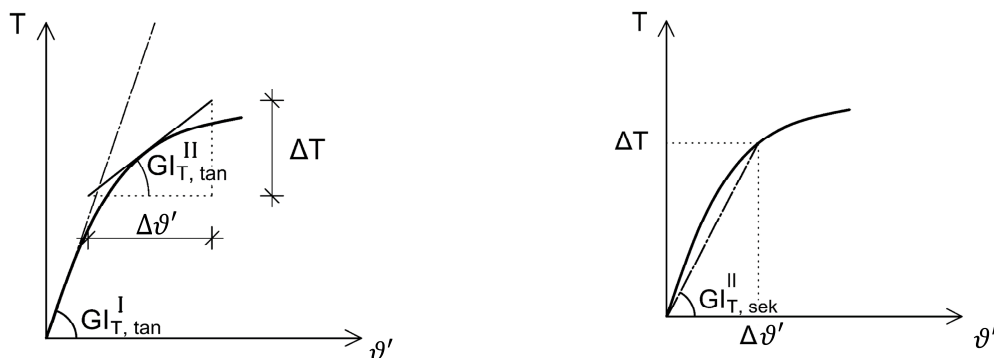


Bild 4-34: Torsionssteifigkeiten: (a) Tangentensteifigkeit, (b) Sekantensteifigkeit aus [99]

Bei der Tangentensteifigkeit wird die zur Höhe der Beanspruchung zugehörige aktuelle Steifigkeit bei einer schrittweisen Laststeigerung ermittelt, wie sie im Brückenbau z.B. für die Ermittlung der Querverteilung einer Plattenbalkenbrücke im Rahmen einer nichtlinearen Berechnung bei der Steigerung von 1,0-fachen

auf  $\gamma$ -fache Lasten erforderlich ist. Die Sekantensteifigkeit beschreibt die zu einer bestimmten Laststufe zugehörige Endsteifigkeit, wie es z.B. für die Verformungsberechnung bei einer üblichen statischen Berechnung unter einer bestimmten Laststufe beginnend mit Null von Interesse ist.

Die für die Ermittlung des Abfalls der Torsionssteifigkeit zugrunde liegenden Torsionsmomenten-Verdrillungs-Kurven aus Kapitel 4.6.4 können, wie die Auswertungen in Bild 4-35 zeigen, mit der Torsionssteifigkeit  $GI_T$  nach Elastizitätstheorie als zutreffende Anfangssteifigkeit der  $T-\vartheta'$ -Kurve abgebildet werden, wenn der E-Modul des Betons  $E_{cm}$  für die Versuchsträger im Labor bestimmt wurde.

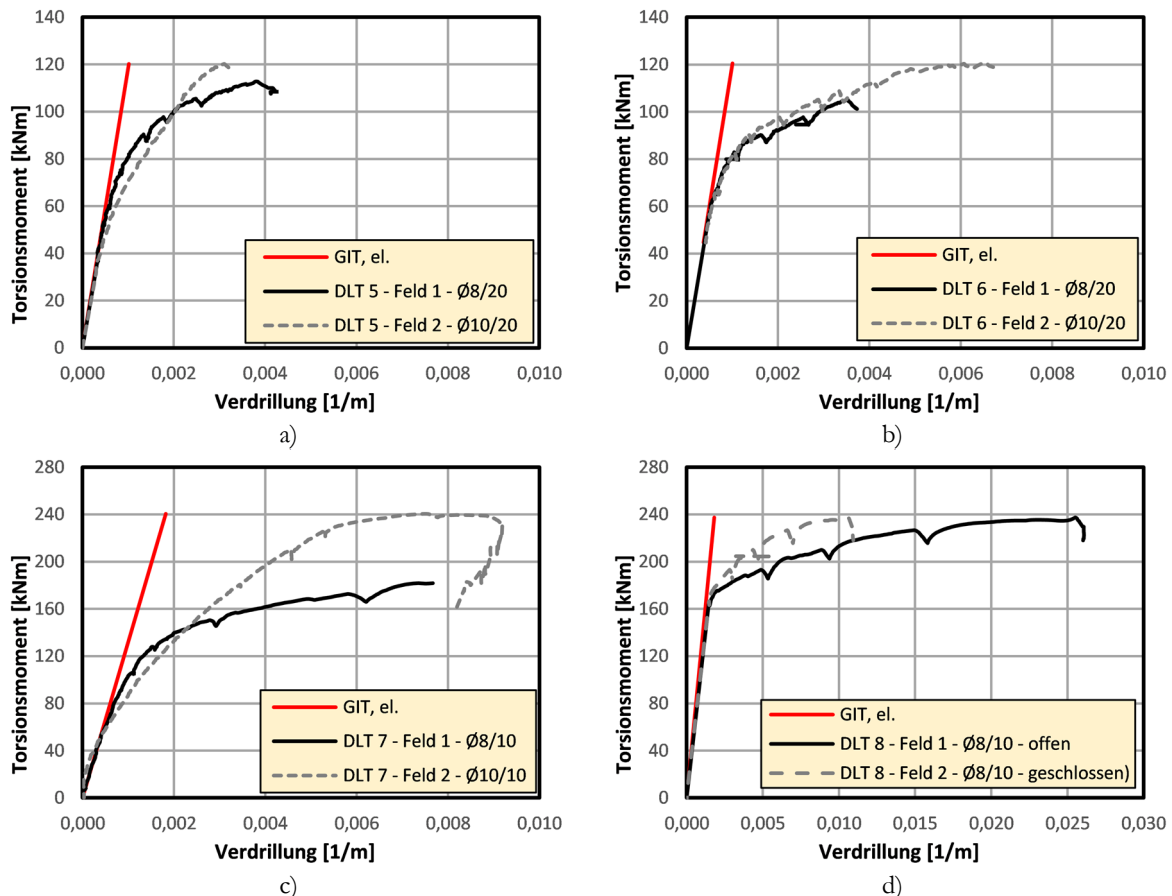


Bild 4-35: Torsionssteifigkeit Zustand I,  $GI_{T,elastisch}$  - Versuchsträger DLT 5 (a) – DLT 8 (d)

Daraus folgt der Schubmodul nach Gleichung (4-11) zu:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{4-11}$$

mit  $\nu = 0,2$

Zur Quantifizierung des Abfalls der Torsionssteifigkeit wurde die Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Torsionsmoment anhand der im Versuch ermittelten Verdrillung auf Basis von Differenzenquotienten in Bild 4-36 sowohl für die Tangenten- als auch für die Sekantensteifigkeit gegenübergestellt.

Aus den Versuchsergebnissen der Versuchsbalken DLT 5 bis DLT 8 kann beobachtet werden, dass die Torsionssteifigkeit unter der Erstbelastung bereits ohne sichtbare Rissbildung infolge Mikrorissbildung um ca. 5-40 % abfällt. Bis zum Versagen fällt die Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung für beide Versuchsträger auf unter 40 % ab. Durch diese Beobachtungen kann die pauschale Abminderung der Torsionsschnittgrößen auf 40 % des linear-elastischen Wertes, wie es bereits in der derzeit gültigen Nachrechnungsrichtlinie zulässig ist, auch durch die hier durchgeführten Versuche unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion bei überwiegender Biegung bestätigt werden.

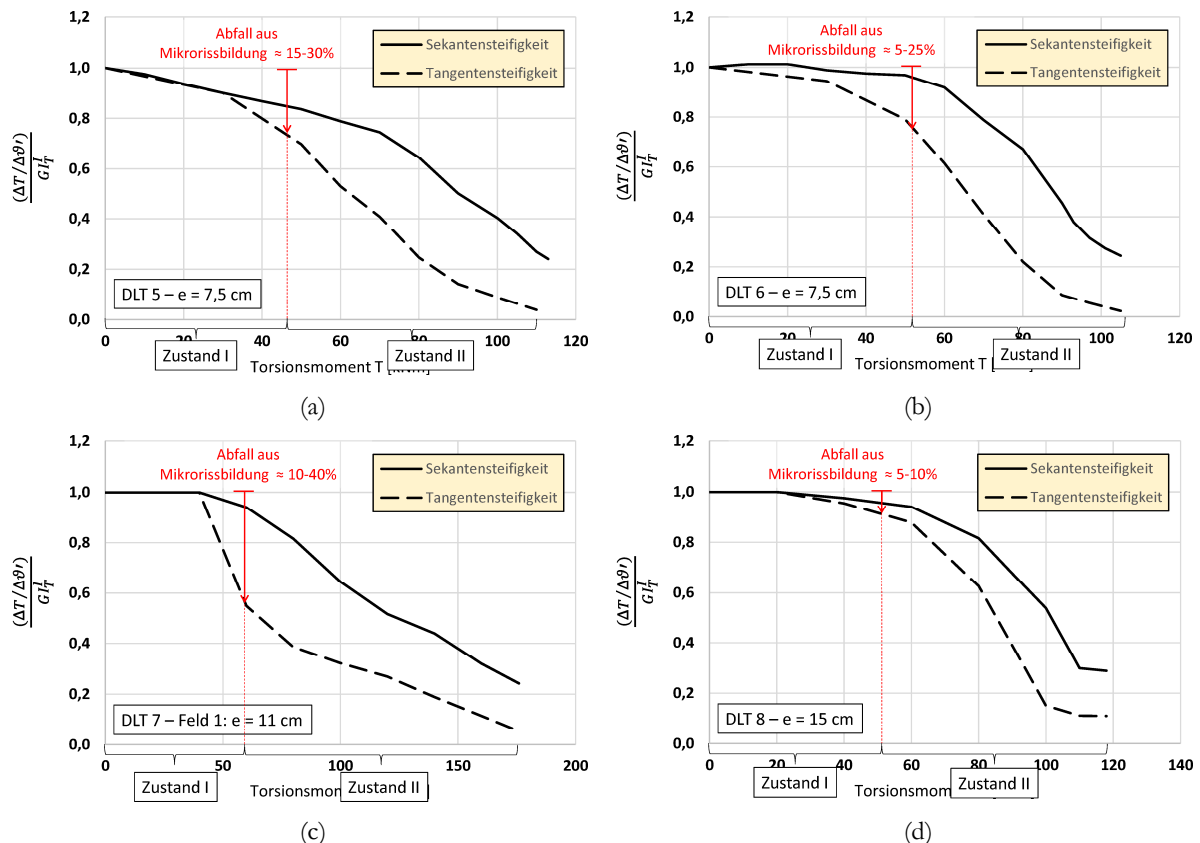


Bild 4-36: Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit: (a) DLT 5, (b) DLT 6, (c) DLT 7, (d) DLT 8

## 4.7 Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen

### 4.7.1 Versuchsträger DLT 5

Beim Versuchsträger DLT 5 handelte es sich im Rahmen der hier durchgeführten Versuchsreihe um den ersten vorgespannten Durchlaufträger, der unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion getestet wurde. Ziel dieses Versuchsträgers war es in erster Linie, das in Kapitel 3 vorgestellte Bemessungsmodell zu verifizieren sowie das Tragverhalten vorgespannter Durchlaufträger unter zusätzlicher Torsionsbeanspruchung zu analysieren.

### Verifizierung des Bemessungsmodells für kombinierte Beanspruchung ( $M+V+T$ )

Zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion wurde das in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgestellte Bemessungsmodell angewandt.

Die Torsionsbügel für den Versuchsträger DLT 5 wurden mit dem klassischen Bemessungsmodell für Torsion nach DIN EN 1992-2/NAD [24] bemessen und in voller Größe zu den Querkraftbügeln der Referenzversuchsträger addiert. Dabei wurde der Druckstrebenneigungswinkel an der beobachteten Schubrissebene der Referenzträger orientiert ( $\cot \theta = 2,5$ ). Die rechnerisch erforderliche Torsionslängsbewehrung konnte gegenüber der Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert werden.

Durch das Erreichen der Traglast des Referenzversuchsträgers unter reiner Querkraftbiegung wurde das vorgeschlagene Bemessungsmodell für die zusätzlich zur Biegebewehrung erforderlichen Torsionslängsbewehrung infolge kombinierter Beanspruchung ( $M+V+T$ ) verifiziert.

### Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit

Um den Einfluss von Bügelformen gezielt unter Einfluss einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung zu untersuchen, wurden alle Bügel, wie bei Plattenbalkenbrücken üblich, oben mit Haken verankert und durch die Querbewehrung der Gurtplatte geschlossen. Diese Art der konstruktiven Durchbildung entsprach nicht den Regeln in DIN EN 1992-2/NA für geschlossenen Torsionsbügel. Die Traglast der Referenzversuchsträger mit reiner Querkraftbiegung konnte allerdings auch mit dieser Art, die Bügel zu verankern und zu schließen bei dem Versuchsträger DLT 5 mit zusätzlicher Torsionsbeanspruchung erreicht werden. Es resultierte kein signifikanter Abfall der Traglast aus der von der Norm abweichenden konstruktiven Durchbildung der Bügel.

#### **4.7.2 Versuchsträger DLT 6**

### Verifizierung des Bemessungsmodells für kombinierten Beanspruchung ( $M+V+T$ )

Der Versuchsträger DLT 6 wurde im Vergleich zum Versuchsträger DLT 5 ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung ausgeführt. Die Längsbewehrung entsprach der Bewehrung der Referenzversuche unter reiner Querkraftbiegung, lediglich die Bügel wurden entsprechend für Torsion bemessen. Dies hatte gegenüber den Referenzversuchen einen Abfall der Versuchstraglasten zur Folge. Durch diese Vorgehensweise wurde die Traglast zwar unterschritten, durch die Mitwirkung der aus Biegung nicht voll ausgenutzter Spannglieder betrug die Abweichung jedoch weniger als 10 %, obwohl lediglich die Tragreserven der Biegelängsbewehrung für den Abtrag der Längskräfte aus zusätzlicher Torsion zur Verfügung standen.

### Tragverhalten unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion

Aus den Versuchsauswertungen der Rissbilder und der Betonstahldehnungen ist eine deutliche Zunahme der Rissbildung bis in den Bereich der Druckzone an der Innenstütze hinein zu erkennen. Dies lässt ein bevorstehendes gleichzeitiges Versagen der Druckzone an der Innenstütze erwarten. Inwieweit durch eine kombinierte Beanspruchung  $M+V+T$  auch die Druckzone, beispielsweise von schlanken Plattenbalkenquerschnitten, kritisch werden kann, wurde im Rahmen einer weiteren Versuchsreihe gezielt untersucht [44].

#### **4.7.3 Versuchsträger DLT 7**

##### Verifizierung des Bemessungsmodells für kombinierte Beanspruchung

Für den Versuchsträger DLT 7 konnte das Bemessungsmodell auch für eine größere Exzentrizität im Vergleich zu den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 verifiziert werden. Weitere nennenswerte Tragreserven im Rahmen des Bemessungsmodells konnten beim Versuchsbalken DLT 7 jedoch nicht beobachtet werden. Während mit dem ersten Teilversuch in Feld 1 die Versuchstraglast aus dem Referenzversuch mit der zusätzlich bemessenen Torsionsbügel- und Längsbewehrung erreicht wurde, und damit das Bemessungskonzept in Kapitel 3.2 bestätigt werden konnte, wurde diese Laststufe in Feld 2 mit der um 5 cm gegenüber der Bemessung vergrößerten Exzentrizität nicht erreicht. Daraus folgt die Erkenntnis, dass keine Tragreserven in einem Maße vorhanden sind, um eine Vergrößerung der Torsionsbeanspruchung in diesem Umfang noch kompensieren zu können.

##### Rotation der Druckstreben – Ansatz von $\cot \theta$

Bei der Bemessung des Versuchsträgers DLT 7 wurde im Zuge der Versuchsplanung berücksichtigt, dass die Risse unter kombinierter Beanspruchung steiler verlaufen als unter reiner Querkraftbiegung (vgl. Kapitel 4.6.5). Während bei den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 ein Druckstrebenneigungswinkel entsprechend der beobachteten Schubrissneigung der Referenzträger angesetzt wurde ( $\cot \theta = 2,5$ ), wurde für den Versuchsträger DLT 7 eine Druckstrebenneigung von  $\cot \theta = 1,88$  angesetzt. Die Bügel- und Längsbewehrung aus der zusätzlichen Torsionsbeanspruchung wurden entsprechend für diese Druckstrebenneigung bemessen. Durch Erreichen der Traglast des Referenzversuchsträgers in Feld 1 konnte auch die notwendige Rotation der Druckstrebe, die erforderlich ist, damit Längsbewehrung und Bügel ins Fließen kommen, für das vorgeschlagene Bemessungsmodell am Versuchsträger DLT 7 verifiziert werden.

#### **4.7.4 Versuchsträger DLT 8**

Bei dem Versuchsträger DLT 8 wurde erstmalig ein vorgespannter Durchlaufträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion unter Streckenlast durchgeführt. Durch den Ansatz der Streckenlast konnten an diesem großformatigen Versuchsträger eine für Brückenverhältnisse realitätsnahe Belastung erreicht werden. Dementsprechend sind die Ergebnisse aus diesem Versuch sowohl für das vorgeschlagene Bemessungsmodell als auch für die konstruktive Ausbildung der Bügel von Interesse.

### Verifikation des Bemessungsmodells aus kombinierter Beanspruchung

Die Ergebnisse aus dem Versuchsträger DLT 8 werden mit dem Referenzversuch DLT 4 (Feld 1) verglichen. Die Traglast wurde um 26 % übertroffen. Wie bereits im Kapitel 0 erwähnt bestand bei dem Versuchsträger ein Unterschied in der Betondruckfestigkeit von +67 %. Die erhöhte Traglast war daher zu erwarten. Weitere Untersuchungen hierzu erfolgen numerisch in Kapitel 5.4.

### Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit

In dem Teilversuch DLT 8, Feld 1 wurden oben offene, durch die Querbewehrung geschlossene Bügel mit 90° Haken nach außen mit geschlossenen Bügeln gemäß DIN EN 1992-2/NA (135°-Haken nach innen mit Steckbügel) verglichen. Beide ansonsten gleich ausgebildeten Felder wurden statisch gleich belastet. Die Versuchstraglasten beider Felder können ebenfalls aufgrund der Rissbildungen und der Bügeldehnungen als gleich bezeichnet werden. Nach dem Erreichen der Versuchstraglast im Feld 1 (oben offene Bügel mit 90°-Haken nach außen, die durch die Querbewehrung geschlossen wurden) konnte auch im Feld 2 (geschlossene Bügel) keine weitere nennenswerte Laststeigerung mehr aufgebracht werden. Die Bügeldehnungen, Rissbildungen und die Verformungen in beiden Feldern waren nahezu identisch. Es resultierte kein signifikanter Unterschied hinsichtlich des Tragverhaltens aus der unterschiedlichen baulichen Durchbildung der Bügel.

### Untersuchung der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion

Das sekundäre Betonversagen in der Druckzone nach Fließen der Bügel kündigte sich durch Abplatzungen der Betondeckung an. Bereits in dem Referenzversuch DLT 4 wurde dieses Versagensart beobachtet, wobei seinerzeit, basierend auf dem vorhandenen Erfahrungsstand, das Ablösen der Betondeckung vor allem auf den schlechten Beton geringer Festigkeit zurückgeführt wurde. Der Versuchsträger DLT 8 wurde aus einem hochwertigen Beton mit deutlich höherer Festigkeit hergestellt. Dennoch erfolgte ein sekundäres Druckstrebenversagen des Betons in Verbindung mit einer Ablösung der Betondeckung.

Bei kleinen Querschnitten, wie das bei den Versuchsträgern im Vergleich zu realen Brückenquerschnitten der Fall ist, verringert sich durch das Abplatzen der Betondeckung die gesamte für den Lastabtrag zur Verfügung stehende Querschnittsfläche in der Biegedruckzone signifikant, sodass in der Folge ein großer Tragfähigkeitsverlust (ca. 10%) bei Biegung zu einem schlagartigen Versagen führt.

## **4.8 Zusammenfassung zu den experimentellen Untersuchungen**

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde das Tragverhalten vorgespannter Durchlaufträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion untersucht. Da bisher keine vergleichbaren Versuche bekannt sind, wurden die Versuche mit aufwendiger Messtechnik ausgestattet und umfangreich dokumentiert.

Sie stellen somit einen wichtigen Beitrag zur Erweiterung der Datenbasis für Versuchsträger dar, um das Verständnis des Tragverhaltens von Spannbetonträgern unter der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion für die Belange des Brückenbaus zu verbessern, die Erkenntnisse zu erweitern und die Ergebnisse als Datenbasis über diese Arbeit hinaus auch für die künftige Forschung zugänglich zu machen.

Durchgeführt wurden insgesamt vier Versuche an großformatigen vorgespannten Durchlaufträgern, wobei jeder Versuchsträger aus zwei Teilversuchen bestand. Hauptziel der experimentellen Untersuchungen bestand darin, das in Kapitel 3 vorgestellte Bemessungsmodell für die kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion zu verifizieren. Während durch die Versuche bestätigt wurde, dass die Torsionsbügelbewehrung zusätzlich zur vorhandenen Querkraftbewehrung voll einzubauen ist, konnte hinsichtlich der Torsionslängsbewehrung gezeigt werden, dass gegenüber der Bemessung bei reiner Torsion, eine deutliche Reduzierung möglich ist.

Im Hinblick auf die Torsionssteifigkeit konnte anhand der experimentellen Untersuchungen durch Aufmessung der Verdrillung erstmals der Abfall der Torsionssteifigkeit an vorgespannten Durchlaufträgern dokumentiert werden. Dadurch konnte die Abminderung der Torsionssteifigkeit  $GI_T$  gemäß NRR [75] für die Nachweise im GZT unter Annahme des gerissenen Zustands II auf 40 % des linearelastischen Wertes nach Zustand I für alle Versuchsträger bestätigt werden.

Die Ausbildung der Bügelbewehrung nach EN 1992-2/NA [24] wurde durch die Verankerung der Bügelschenkel mit nach aus gerichteten Haken im  $90^\circ$  Winkel, die jeweils über die Querbewehrung der Platte geschlossen wurden, realisiert und mit den Versuchsergebnissen geschlossener Bügel verglichen. Ein Tragfähigkeitsabfall war nicht zu erkennen, jedoch war eine etwas geringere Steifigkeit der Verankerung sowohl in Auszugsversuchen in der direkten Untersuchung zum Einfluss der Hakengeometrie auf die Verankerung als auch in den Großversuchen gegeben.

Da es sich bei den experimentellen Untersuchungen trotz der umfangreichen Untersuchungen, die in diesem Zuge durchgeführt wurden, nur um eine sehr geringe Anzahl an Versuchen handelt, bietet die numerische Simulationsberechnung im folgenden Kapitel die Möglichkeit, weitere Einflussparameter gezielt zu untersuchen, die bei den Versuchen nicht variiert werden konnten.

Das durch die Versuche verifizierte Bemessungsmodell mit dem Näherungsverfahren für die zusätzliche Torsionsbewehrung kann bei der Nachrechnung bestehender älterer Spannbetonbrücken sehr vorteilhaft angewendet werden.



# 5 Versuchsnachrechnung und Parameterstudien mit der nichtlinearen FEM

Im Rahmen der in Kapitel 4 beschriebenen Großversuche konnte das Tragverhalten von Spannbetonträgern unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion bereits umfassend experimentell untersucht werden. Die Versuchsreihe stellt daher zusätzlich eine Grundlage für weitergehende theoretische Analysen des Tragverhaltens dar, da es aus Kosten- und Zeitgründen nicht möglich ist, bei den Versuchen sämtliche für das Verständnis des Tragverhaltens relevante Parameter zu variieren. Insbesondere für das komplexe Zusammenspiel aus Biegung, Querkraft und Torsion ist es daher von Interesse, mittels numerischer Simulationen mit der nichtlinearen FEM weitergehende Untersuchungen durchzuführen. Die FEM stellt derzeit die leistungsfähigste Methode zur realitätsnahen Analyse des Tragverhaltens von Bauteilen aus Spannbeton unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens dar. Die Simulation eines Versuchsträgers ohne bekanntes Verhalten aus Versuchen bis zum Erreichen der Versuchstraglast gestaltet sich ohne entsprechende Kalibrierung des FE-Modells anhand der Versuchsergebnisse schwierig. Anhand der durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit bekannten Materialkenngrößen ist es jedoch möglich, durch Nachrechnung eine entsprechende Kalibrierung des FE-Modells als Ausgangsbasis für weitere Parameterstudien vorzunehmen. Anhand dieser Parameterstudien ist es möglich weitere Aussagen über relevante Einflüsse auf das Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Hinblick auf Brückennachrechnungen zu treffen.

Soweit es für die nachfolgenden Simulationsrechnungen relevant ist, wird daher in einem ersten Schritt auf das Verhalten der verwendeten Materialien unter mechanischer Beanspruchung eingegangen. Darauf aufbauend können die im verwendeten Programmsystem ATENA implementierten Materialmodelle auf ihre Eignung für die Analyse des komplexen Tragverhaltens von großformatigen Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion überprüft und kalibriert werden. Hier ist insbesondere das Materialmodell für den Beton von entscheidender Bedeutung. Wie Müller [84] und Gleich [40] im Rahmen ihrer Dissertation herausarbeiteten, ist besonders in einem schädigungsbasierten Materialmodell im Bereich der Schub- und Druckkraftübertragung gerissener Elemente der Effekt der isotropen Materialentfestigung, welcher nicht mit dem stark anisotropen Materialverhalten von Beton in Einklang zu bringen ist, kritisch zu betrachten. Dies kann eine realitätsnahe Abbildung des Tragverhaltens von gerissenen Spannbetonträgern erheblich erschweren.

Aus diesem Grund werden im Anschluss an die Beschreibung der implementierten Materialmodelle Kleinteilversuche zur Verifikation bestimmter für den Verbundwerkstoff Stahl- bzw. Spannbeton wichtiger Eigenschaften, wie die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen oder die Schubkraftübertragung numerisch simuliert und analysiert.

Im Anschluss werden zunächst die in Kapitel 4.2 beschriebenen Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung numerisch simuliert und auf einheitliche Variablen im Rahmen der Modellbildung kalibriert. Anschließend werden die Versuchsträger zum Zweck der Validierung des nichtlinearen FE-Modells unter kombinierter Beanspruchung nachgerechnet, um die Grundlage für die anschließende Parameterstudie zu bilden.

### **5.1 Werkstoffverhalten von Beton, Betonstahl und Stahl- bzw. Spannbeton**

Die Erläuterung der mechanischen Werkstoffeigenschaften von Beton unter einaxialer und mehraxialer Beanspruchung sowie der Materialeigenschaften von Betonstahl und Spannstahl bilden die Grundlage für die Modellierung der wesentlichen Einflussfaktoren aus der Interaktion dieser beiden Werkstoffkomponenten für den Verbundwerkstoff Stahlbeton bzw. Spannbeton. Bei der Beschreibung des Verbundwerkstoffs ist im Kontext der numerischen Nachrechnung von Spannbetonträgern mit der FEM insbesondere die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und die Schubkraftübertragung in gerissenen Bereichen von Interesse.

#### **5.1.1 Beton**

Die schematische Spannungs-Dehnungs-Beziehung von unbewehrtem Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung ist in Bild 5-1 dargestellt. Bereits vor einer ersten Beanspruchung weist der unbewehrte Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung infolge Schwindens Mikrorisse im Gefüge auf und besitzt bis etwa 40 % der maximal aufnehmbaren Druckspannungen ein annähernd linear-elastisches Verhalten. Mit zunehmender Beanspruchung vergrößern sich die Mikrorisse und wachsen zu größeren Rissen entlang der Zuschlagskörner zusammen. Der Steifigkeitsverlust infolge fortschreitender Mikrorissbildung des unbewehrten Betons entspricht dabei der Krümmung der Arbeitslinie. Mit weiterer Steigerung der Beanspruchung bis etwa 80 % der Druckfestigkeit wachsen die Mikrorisse zunehmend auch in der Mörtelphase des Betons. Sobald die Mikrorisse in einem lokalen Bereich bis auf eine kritische Länge angewachsen sind, ist die maximal aufnehmbare Druckfestigkeit des Betons erreicht und der Bruch tritt ein. Meist tritt der Bruch entlang einer geneigten Bruchfläche auf, bis es zu einem Abgleiten entlang der Bruchfläche (Gleitbruch) kommt. Eine weitere Laststeigerung ist nicht möglich. Das Tragverhalten der verschiedenen Modellebenen, wie in Bild 5-1 dargestellt, wird u.a. ausführlich von *Zilch/Zebetmeier* [116] beschrieben.

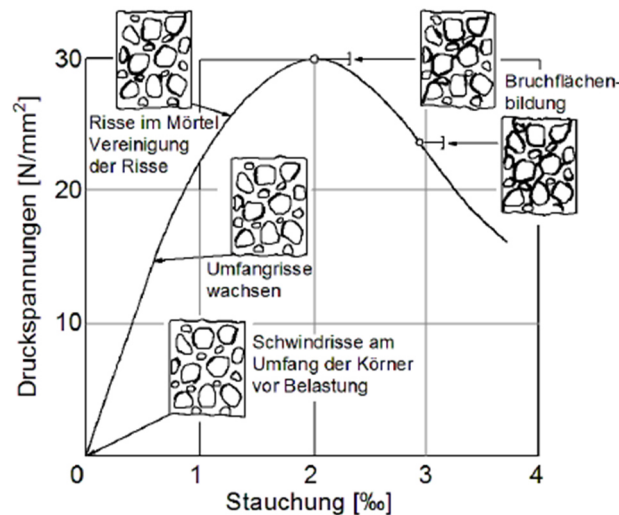


Bild 5-1: Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Mikrorissbildung von unbewehrtem Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung aus [116]

Bei einer einaxialen Druckbeanspruchung des Betons wird diese auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeiten der Gesteinskörner und des Zementsteins hauptsächlich über das steifere Korngerüst übertragen. Durch das steifere Korngerüst der Zuschläge erfolgt eine Umlenkung der Druckbeanspruchung und es entstehen Zugspannungen quer zu den erzeugten Druckspannungen (Bild 5-2).

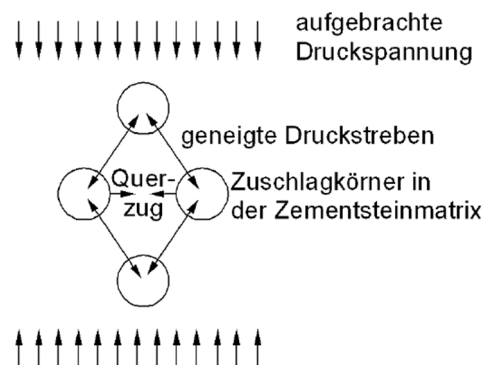


Bild 5-2: Kraftumlenkung der Druckbeanspruchung im Beton aus [116]

Bei der Art der Beanspruchung des Betons ist zwischen einem weggesteuerten und einem kraftgesteuerten Versuch zu unterscheiden. Bei einem weggesteuerten Versuch wird die Verformung als Steuergröße verwendet, sodass auch der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfasst werden kann. Bei einem kraftgesteuerten Versuch kommt es mit dem Erreichen der Druckfestigkeit zu einem schlagartigen Versagen und der abfallende Ast kann nicht abgebildet werden.

Für nichtlineare Berechnungsverfahren ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton unter uniaxialer Druckbeanspruchung nach *DIN EN 1992-1-1* [31] bzw. *DIN EN 1992-2* [23], wie in Bild 5-3 dargestellt, zu verwenden.

Unter geringen Druckbeanspruchungen wird ein näherungsweise linear-elastisches Materialverhalten des Betons angesetzt und mit steigenden Spannungen geht diese in ein nichtlineares Materialverhalten über. Der Elastizitätsmodul für kurzzeitig wirkende, einaxiale Druckbeanspruchung wird als mittlerer Sekantenmodul  $E_{cm}$  zur Spannung  $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$  definiert [31].

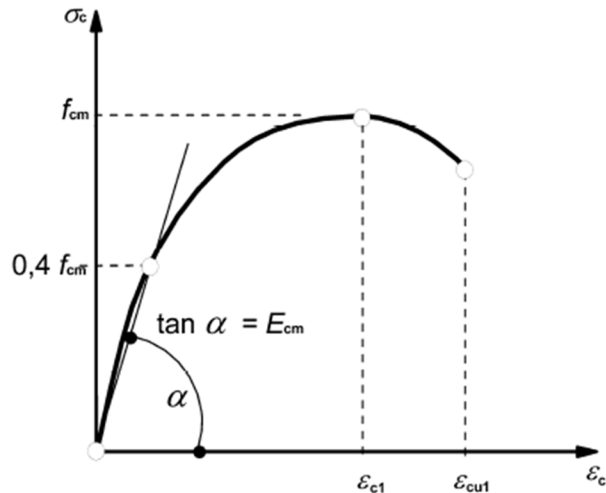


Bild 5-3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung für nichtlineare Verfahren nach DIN EN 1992-1-1 aus [31] und DIN EN 1992-2 aus [23]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von unbewehrtem Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung kann anhand eines weggeregelten Zugversuchs experimentell ermittelt werden (Bild 5-4). Bei diesem Versuch wird der Beton mit einer kontinuierlich ansteigenden Längenänderung  $\Delta l$  belastet. Der Beton weist bis etwa 70% der Zugfestigkeit ein annähernd linear-elastisches Materialverhalten auf und die Verformung in diesem Bereich kann in guter Näherung nach Gleichung (5-1) beschrieben werden.

$$\Delta l = \epsilon \cdot l = \frac{\sigma}{E} \cdot l \quad (5-1)$$

Die auftretenden elastischen Dehnungen sind zunächst gleichmäßig längs des Probekörpers verteilt (Bild 5-4a). Bei weiterer Steigerung der Zugbelastung treten verstärkt Mikrorisse in einem lokal begrenzten Bereich auf (Bild 5-4b), die zu einem Makroriss (Bild 5-4c) zusammenwachsen. Schließlich führt ein Trennriss zum Bruch. Die Verformungen in der sogenannten Rissprozesszone können als fiktiver Riss mit der Rissbreite  $w$  abgebildet werden. Hier nehmen die Dehnungen mit zunehmender Rissbildung im Vergleich zu den anderen Bereichen stärker zu. Die Gesamtverformung  $\Delta l$  ergibt sich damit in Abhängigkeit der Messlänge  $l$  nach Gleichung (5-2) zu:

$$\Delta l = \epsilon \cdot l + w = \frac{\sigma}{E} \cdot l + w \quad (5-2)$$

Außerhalb dieser Rissprozesszone findet im Bereich des abfallenden Astes eine Entlastung statt und die Dehnungen nehmen ab. Aufgrund der größer werdenden Mikrorisse nimmt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit einen leicht gekrümmten Verlauf an.

Durch den weggesteuerten Versuch tritt im Beton kein sprödes Versagen auf, sodass mit zunehmender Rissöffnung noch begrenzt Zugspannungen übertragen werden können und ein Anstieg der Zugdehnungen in der Rissprozesszone erfolgt. Die Zugspannungen nehmen mit größer werdender Rissbreite ab.

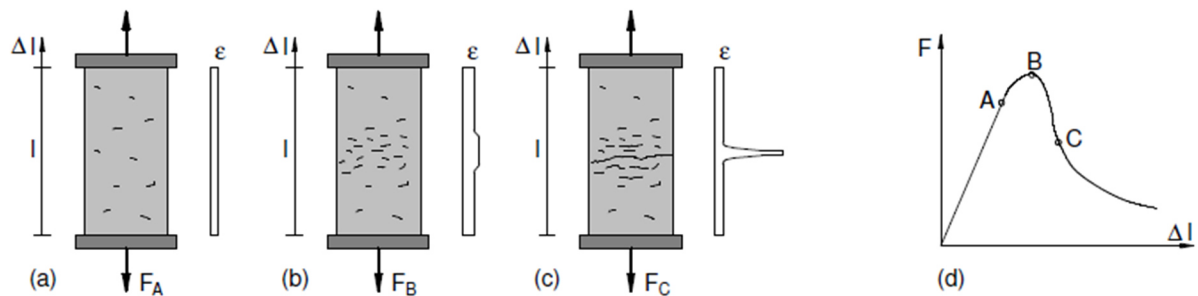


Bild 5-4: Unbewehrter Beton unter uniaxialer Zugbeanspruchung aus [116]

Der Nachbruchbereich weist ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten auf. Die Dehnungen des Probekörpers sind aufgrund unterschiedlicher Risslokalisierung abhängig von seiner Länge (Bild 5-5a). Je größer die Länge des Probekörpers ist, desto steiler stellt sich der abfallende Ast im Nachbruchbereich ein. Die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des Betons hingegen ist probekörperunabhängig (Bild 5-5b).

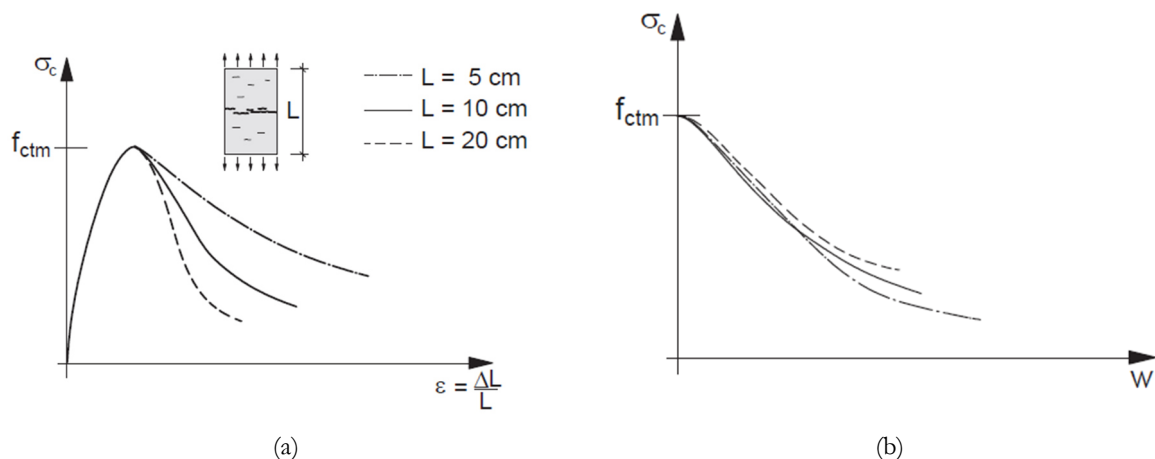


Bild 5-5: Einfluss der Probekörpergeometrie aus [84]

In flächigen Stahlbetontragwerken ist der Beton im Allgemeinen zweiachsialen Spannungszuständen aus einer Kombination von Druck- und Zugbeanspruchung ausgesetzt. Hierfür ist eine Betrachtung des Betons im ebenen Spannungszustand zweckmäßig.

Für die Erfassung des Materialverhaltens von Beton unter biaxialer Belastung hat *Kupfer* [61] in experimentellen Kleinteilversuchen Prüfungen an unbewehrten Betonscheiben mit unterschiedlichen Zylinderdruckfestigkeiten durchgeführt. Untersucht wurden die Betonscheiben unter variierenden Hauptspannungsverhältnissen für die Bereiche Druck-Druck, Druck-Zug und Zug-Zug (Bild 5-6).

Anhand der in Bild 5-6 aufgetragenen Bruchlasten in der Versagenskurve von *Kupfer* [61] wird deutlich, dass der unbewehrte Beton unter biaxialer Druckbeanspruchung eine deutlich höhere Druckfestigkeit gegenüber der einaxialen Druckbeanspruchung aufweist. Im Druck-Zug-Bereich nimmt die aufnehmbare Druckbeanspruchung mit zunehmender Zugbeanspruchung deutlich ab und unter biaxialer Zugbeanspruchung entspricht die Zugfestigkeit in etwa der Festigkeit unter einaxialer Zugbeanspruchung.

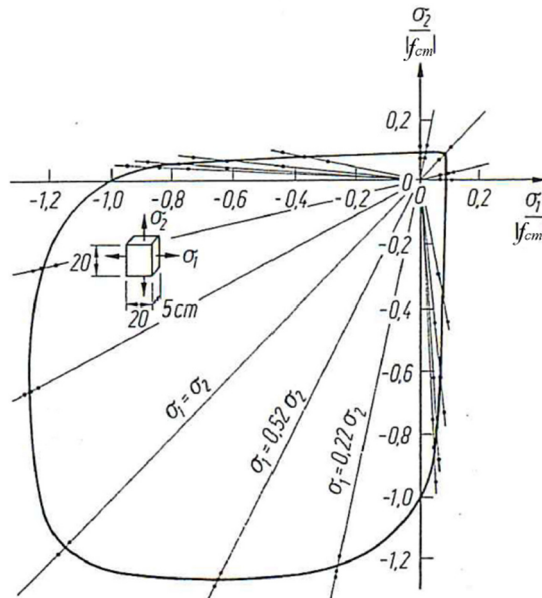


Bild 5-6: Festigkeit des Betons unter biaxialer Beanspruchung von *Kupfer* aus [61]

Häufig sind Stahlbetonbauteile mehraxialen Spannungszuständen ausgesetzt und die Betrachtung von Beton im ebenen Spannungszustand entspricht einer vereinfachten Betrachtung. Ausführliche Untersuchungen zum Materialverhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung wurden u.a. von *Rogge* [96] durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen wurden unter Flüssigkeitsdruck vorgenommen und die Darstellung der Bruchkurve für mehraxial beanspruchten Beton im Hauptspannungsraum erfolgt in der Regel über die Deviatorebene (Bild 5-7). Gegenüber einaxialem Druck ist bei einer mehraxialen Druckbeanspruchung des Betons mit  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  eine deutliche Erhöhung der Festigkeit festzustellen.

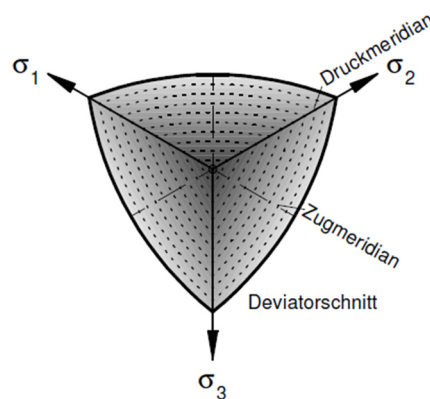


Bild 5-7: Versagensfläche im Deviatorschnitt bei mehraxialer Beanspruchung aus [84]

### 5.1.2 Betonstahl

Der Werkstoff Betonstahl wird für den Verbundwerkstoff Stahlbeton als Bewehrung verwendet. Dieser ist auf Grund seiner hohen plastischen Verformbarkeit, Zugfestigkeit und ähnlichem Wärmeausdehnungskoeffizienten wie Beton ideal für den Verbundwerkstoff geeignet. Durch die gerippte Oberfläche weist er gute Verbundeigenschaften auf. Die Ermittlung der Materialeigenschaften von Betonstahl erfolgt in Zugversuchen, in denen die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften im einaxialen Spannungszustand gemessen werden. Der Betonstahl weist zu Beginn der Beanspruchung bis zum Erreichen der Streckgrenze  $f_{yk}$  ein annähernd linear-elastisches Werkstoffverhalten auf, das durch das Hook'sche Werkstoffgesetz idealisiert wird. Mit zunehmender Belastung über den linear-elastischen Bereich hinaus fängt der Betonstahl an zu fließen und sich plastisch zu verformen bis die Zugfestigkeit  $f_t$  erreicht ist. Nach Erreichen der Zugfestigkeit unter der Höchstlast verteilen sich die Dehnungen nicht mehr gleichmäßig über die Stablänge und es kommt zu einer Einschnürung bis schließlich hin zum Versagen durch einen Trennbruch.

Der Werkstoff Betonstahl zeichnet sich durch sein elastisches und sein plastisches Verhalten aus. Die elastischen Dehnungsanteile gehen bei Entlastung vollständig auf null zurück und sind somit reversibel. Die plastischen Dehnungsanteile bleiben nach Entlastung erhalten, sie sind nicht reversibel.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betonstahls ist grundsätzlich vom Herstellungsverfahren abhängig. Hierbei ist zwischen kalt- und warmgeformten Stählen zu unterscheiden. Warmgeformte Stähle besitzen eine höhere Duktilität und ein deutlich ausgeprägtes Fließplateau, während kaltgeformte Stähle einen stetigen Übergang in den Verfestigungsbereich aufweisen (Bild 5-8) [77].

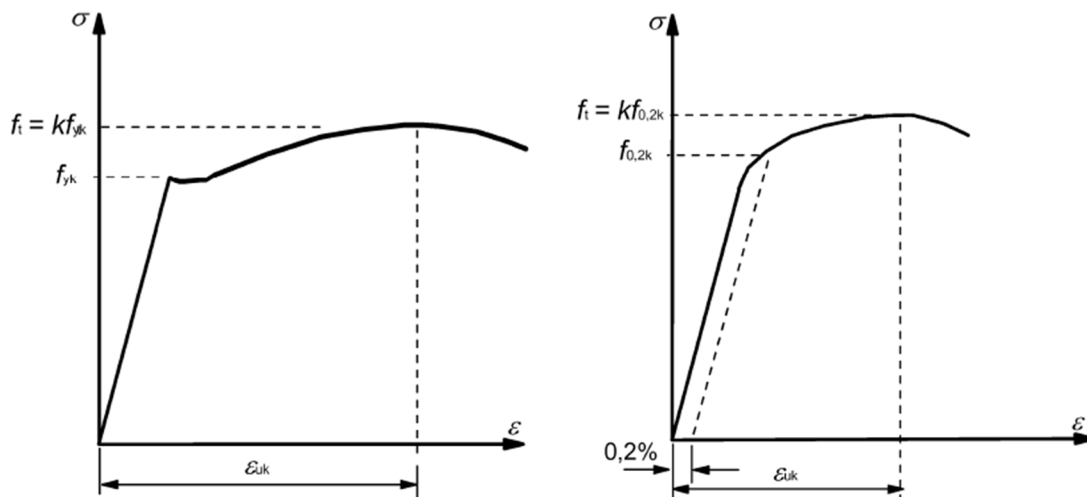


Bild 5-8: Spannungs- Dehnungs-Beziehung für Betonstahl aus [77]

### 5.1.3 Spannstahl

Der Werkstoff Spannstahl besitzt im Vergleich zum Werkstoff Betonstahl eine sehr viel höhere Festigkeit, wodurch hohe Stahldehnungen möglich werden. Da der Spannstahl keine ausgeprägte Fließgrenze besitzt, wird die technische Streckgrenze durch eine sogenannte 0,1 %-Dehngrenze definiert. Die Ermittlung der

Materialeigenschaften des Spannstahls erfolgt analog zum Betonstahl in Zugversuchen, in denen die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften im einaxialen Spannungszustand gemessen werden. Der Spannstahl weist zu Beginn der Beanspruchung bis zum Erreichen der technischen Streckgrenze  $f_{p,0,1k}$  ein annähernd linear-elastisches Werkstoffverhalten auf. Darüber hinaus stellen sich plastische Verformungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{pk}$  ein. Nach Erreichen der Zugfestigkeit unter Höchstlast verteilen sich die Dehnungen analog zum Betonstahl nicht mehr gleichmäßig über die Stablänge und es kommt zum Versagen (Bild 5-9a) [77]. Für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren darf die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 5-9b zugrunde gelegt werden.

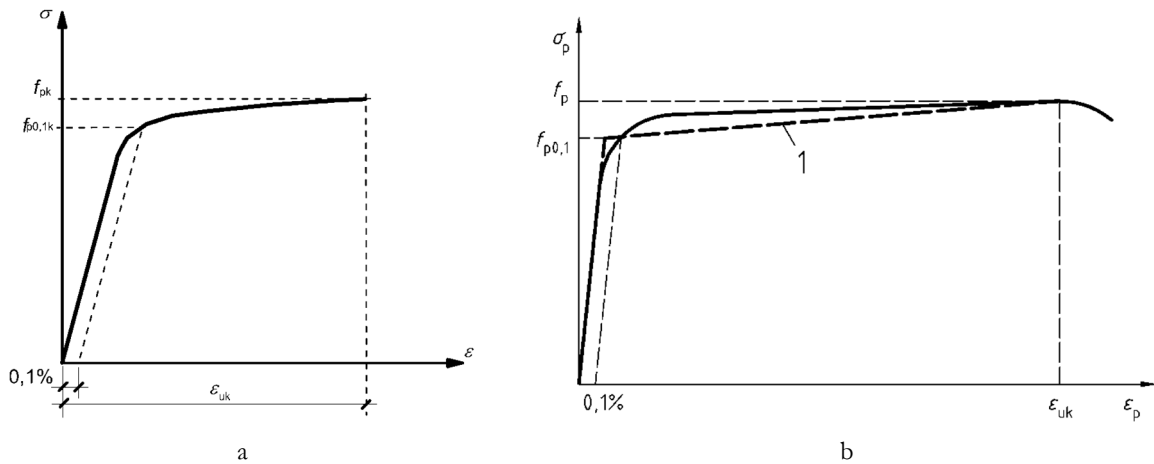


Bild 5-9: Spannungs- Dehnungs-Beziehung für Spannstahl aus [77]

#### 5.1.4 Verbundwerkstoff Stahlbeton und Spannbeton

Die Interaktion der Werkstoffkomponenten Beton und Betonstahl bzw. Spannstahl hat für den Verbundwerkstoff Stahl- bzw. Spannbeton wesentlichen Einfluss auf die Trag- und Verformungseigenschaften. Im Hinblick auf die späteren Simulationsberechnungen werden hier die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Zusammenwirken von Beton und Betonstahl im Hinblick auf den Verbundwerkstoff Stahlbeton beschrieben.

##### Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Durch die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons in einem Stahlbetonbauteil wird die Zugkraft in den Rissen durch die vorhandene Bewehrung aufgenommen. Diese Zugkraft kann mit zunehmendem Abstand vom Riss über Verbundspannungen wieder in den Beton eingeleitet werden. Sobald die Zugfestigkeit des Betons wieder überschritten ist, stellt sich ein weiterer Riss ein. Die so entstehende zugversteifende Mitwirkung des Betons („Tension Stiffening“) zwischen den Rissen führt zu einer Abnahme der mittleren Dehnungen in der Bewehrung und das Tragverhalten wird steifer (Bild 5-10).

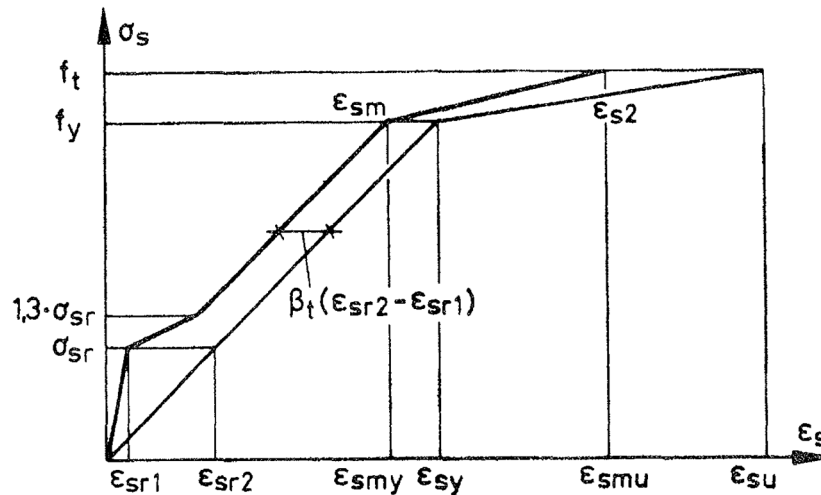


Bild 5-10: Schematische Spannungs-Dehnungs-Linie bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen aus [22]

Für eine realitätsnahe Erfassung der Steifigkeiten von Stahlbetonbauteilen muss die versteifende Mitwirkung des Betons bei der Berechnung berücksichtigt werden. Dies kann z.B. auf Grundlage einer modifizierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Bewehrung nach *Heft 525 des DAfStb* [22] berücksichtigt werden. Alternativ kann dieses Verhalten auch über eine modifizierte  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie des Betons im Zugbereich abgebildet werden.

### Schubkraftübertragung in gerissenen Bereichen

Neben der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann als weiterer Effekt die Schubkraftübertragung über Risse im Beton durch die folgenden drei Mechanismen, wie Bild 5-11 veranschaulicht, beschrieben werden:

- Verzahnungswirkung unebener Rissufer (Aggregate Interlock)
- Verdübelungswirkung der Bewehrung (Dowel Action)
- Zugkräfte in einer den Riss kreuzenden Bewehrung

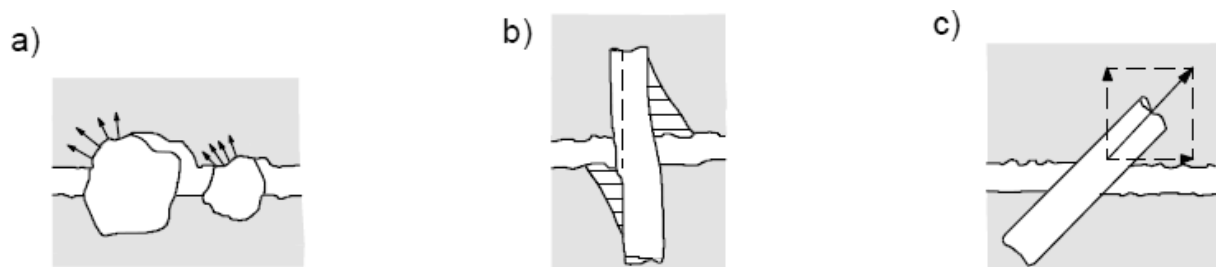


Bild 5-11: Mechanismen der Schubkraftübertragung im Riss a) Rissverzahnung, b) Verdübelung, c) Zugkraftaufnahme durch eine den Riss kreuzende Bewehrung aus [59]

Die Verzahnungswirkung der Rissufer (Aggregate Interlock) entsteht durch die Übertragung von Kontaktkräften in der rauen Rissoberflächen des Betons im gerissenen Zustand, wodurch bei einer gegenseitigen parallelen Verschiebung (Rissgleitung) beider Rissufer ein Widerstand gegenüber

Schubverformungen entsteht. Somit können über die Rissufer Schubkräfte übertragen werden, sofern die frei liegenden Zuschlagkörner eine größere Ausdehnung als die mittlere Rissöffnung besitzen. Die Verzahnungswirkung der Rissufer wurde in umfangreichen experimentellen Untersuchungen von *Walraven* [95], [107], [108] erforscht. Daraus ging ein Modell hervor für die Erfassung der zugehörigen Schub- und Normalspannungen in den Rissen sowie der dazugehörigen Rissuferverschiebung, nach dem die übertragbaren Spannungen tangential und senkrecht zum Riss mit größer werdender Rissgleitung zunehmen und sich mit wachsender Rissbreite verringern (Bild 5-12).

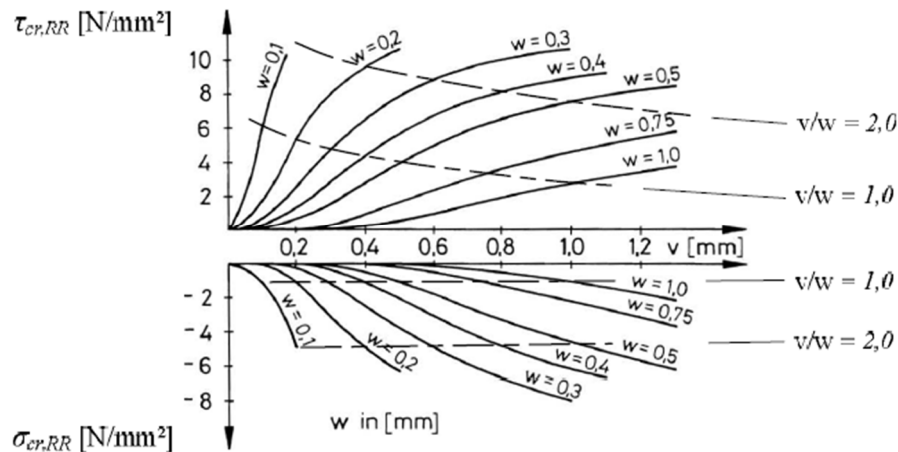


Bild 5-12: Übertragbare Schub- und Normalspannungen in Abhängigkeit der Rissgleitung und Rissöffnung nach *Walraven* aus [107]

Die Verdübelungswirkung der Bewehrung wird ebenfalls durch eine gegenseitige Verschiebung der parallelen Rissufer aktiviert. Innerhalb des Betongefüges kommt es durch die Rissgleitung zu Spannungen in der Bewehrung und somit zu lokalen Druckspannungen an den Kontaktpunkten. Nach Angaben von [39], [107] macht die Verdübelungswirkung der Bewehrung mit dem Beton für die Schubkraftübertragung nur einen sehr geringen Anteil von weniger als 10 % aus und wird daher häufig vernachlässigt. Eine ausführliche Beschreibung der Verdübelungswirkung der Bewehrung ist *Zedler* [112] zu entnehmen.

Darüber hinaus können Schubkräfte durch eine den Riss schräg kreuzende Bewehrung abgetragen werden, da eine den Schubriss schräg kreuzende Bewehrung eine Kraftkomponente parallel zum Riss aufweist.

Für die Abbildung des Betons und die damit einhergehende Erfassung der übertragenen Schubkräfte über die Risse wurden in der Literatur als Grundlage unterschiedliche Ansätze für die Entfestigung des Schubmoduls („Shear Retention Faktor“) entwickelt. In einigen Ansätzen wird die Schubsteifigkeit unmittelbar nach Erreichen der Zugfestigkeit zu Null gesetzt (Bild 5-13a). Andere Ansätze sehen eine Abminderung der Schubsteifigkeit um einen konstanten Faktor vor, um darüber die Rissverzahnung des gerissenen Betons zu berücksichtigen (Bild 5-13b). Ebenfalls existieren Ansätze, in denen die Schubsteifigkeit in Abhängigkeit von der Rissöffnung reduziert wird (Bild 5-13c + d). Die unterschiedlichen Ansätze werden detailliert in der Dissertation von *Walraven* [107] beschrieben.

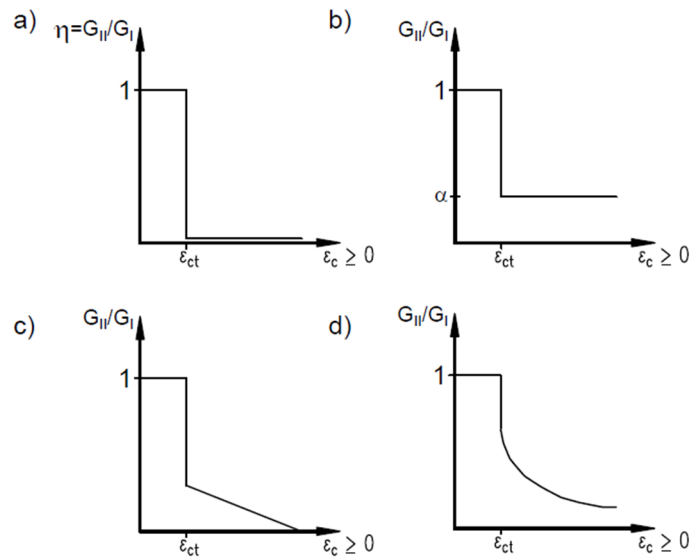


Bild 5-13: Ansätze für die Modifikation des Schubmoduls im Zustand II aus [58]

Für die Erfassung der Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand II entwickelte beispielsweise *Kolmar* [58] ein Modell für die Modifikation des Schubmoduls (Bild 5-14). In diesem Modell wird der Schubmodul  $G_{II}$  im gerissenen Zustand durch die Multiplikation des anfänglichen Schubmoduls  $G_I$  mit einem Abminderungsfaktor  $\eta$  nach Gleichung (5-3) ermittelt:

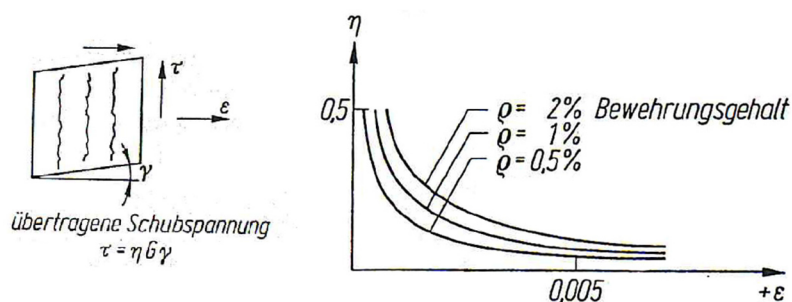
$$G_{II} = \eta \cdot G_I \quad (5-3)$$

mit

$$\eta = -\frac{\ln\left(\frac{\varepsilon_m}{c_1}\right)}{c_2}$$

$$c_1 = 7 + 333 \cdot (p - 0,005), 0 \leq p \leq 0,02$$

$$c_2 = 10 - 167 \cdot (p - 0,005), 0 \leq p \leq 0,02$$

Bild 5-14: Ansatz für die Schubentfestigung nach *Kolmar* aus [58]

Der Abminderungsfaktor  $\eta$  wird in Bezug auf die Dehnungen orthogonal zum Riss und in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades bestimmt. *Kolmar* [58] rechnet für die Verifizierung seiner Annahmen die Stahlbetonscheibenelemente unter Schub- und Normalkraftbeanspruchung von *Vecchio/Collins* [105] nach und konnte zeigen, dass sein Ansatz zu einer guten Übereinstimmung zwischen Versuchen und Nachrechnung führt. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsnachrechnung von *Kolmar* ist in [59] zu finden.

## 5.2 Beschreibung des verwendeten Programmsystems

Für die nichtlinearen numerischen Simulationen wird nachfolgend das Programmsystem ATENA [13] verwendet. ATENA ist ein Programm des tschechischen Unternehmens Cervenka Consulting, welches speziell für die numerische Analyse von Betonkonstruktionen entwickelt wurde. Mit ATENA kann insbesondere die Abbildung des komplexen nichtlinearen Materialverhaltens von Beton sowie ganzer Tragstrukturen aus Stahl- und Spannbeton unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens infolge von Rissbildung und Fließen der Bewehrung numerisch simuliert werden.

Wie bei numerischen Simulationen üblich, unterteilt sich die Berechnung im Programm ATENA in drei Schritte:

- Pre-Processing
- FE-Analyse
- Post-Processing

### 5.2.1 Materialmodellierung

Im folgenden Kapitel werden die im Programmsystem ATENA implementierten Materialmodelle beschrieben, welche für die spätere Nachrechnung von Versuchsträgen verwendet werden. Die nachfolgenden Erläuterungen der unterschiedlichen Materialmodelle basieren im Wesentlichen auf der theoretischen Programmdokumentation von *ATENA – Teil 1 Cervenka Consulting* [13], die auch für weiterführende Informationen zu nennen ist.

#### Beton

Das konstitutive Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ wird für die Simulation des Betons im 3D- Bereich verwendet. Dieses basiert auf der Kombination der Plastizitätstheorie für Druck und der Schädigungstheorie für Zug. Das Schädigungsmodell impliziert die klassische Formulierung der verschmierten Rissbildung und der Rissbandtheorie. Sowohl die Versagensfunktion als auch die exponentielle Entfestigung werden für das fixierte oder das rotierte Rissmodell angewendet. Das Plastizitätsmodell für die Verfestigung und Entfestigung des Betons basiert auf dem Versagenskriterium von *Menétrey/William* [81]. Die Kopplung dieser beiden Modelle erfolgt durch die Methode der Dehnungszerlegung nach *De Borst* [6], entwickelt aus einem speziell entwickelten Algorithmus von *Wilkins* [109]. Dieser bietet die Möglichkeit, die Formulierung beider Ansätze in ein plastisches Schädigungsmodell zu überführen.

Die Materialformulierung nach *De Borst* [6] basiert auf der Zerlegung der Dehnung in elastische  $\varepsilon_{ij}^e$ , plastische  $\varepsilon_{ij}^p$  und gerissene  $\varepsilon_{ij}^f$  Komponenten nach Gleichung (5-4).

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^f \quad (5-4)$$

Der Spannungszustand wird somit iterativ aus den Inkrementen der plastischen Dehnung und der Bruchdehnung resultierend aus dem verwendeten Materialmodell nach Gleichung (5-5) gebildet:

$$\sigma_{ij}^n = \sigma_{ij}^{n-1} + E_{ijkl} \cdot (\Delta\varepsilon_{kl} - \Delta\varepsilon_{kl}^p - \Delta\varepsilon_{kl}^f) \quad (5-5)$$

Dabei steht  $n$  bzw.  $n - 1$  für die Anzahl der durchlaufenen Iterationsschleifen, wie in Bild xx aus [13] dargestellt.

Die wesentlichen Eigenschaften des Materialmodells „3D Nonlinear Cementitious 2“ sind:

- Plastisches Schädigungsmodell: Kombination aus Plastizitätstheorie für Druck und Schädigungstheorie für Zug,
- Materialmodellierung durch Dehnungszerlegung nach *De Borst* [6],
- Plastizitätstheorie nach *Menétrey/William* [81],
- Klassische orthotrope Rissmodellierung,
- Bruchkriterium nach Rankine (exponentielle Entfestigung),
- Zwei Rissmodelle: fixed-crack und rotating-crack,
- Steuerung der Zugentfestigung (Tensions stiffening),
- Reduktion der Schubsteifigkeit nach Rissbildung (Shear Retention Faktor und Aggregate Interlock).

Die Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton erfolgt auf einem nichtlinearen hypoelastischen konstitutiven Gesetz, welches unterschiedliche Ansätze für die Belastung und Entlastung beinhaltet. Eine detaillierte Beschreibung des theoretischen Hintergrundes liefert die Abhandlung von *Chen* [14].

Das nichtlineare Verhalten von Beton im ebenen Spannungszustand wird durch die effektive Spannung  $\sigma$  sowie die äquivalente einaxiale Dehnung  $\varepsilon^{eq}$  beschrieben. In den meisten Fällen entsprechen die effektiven Spannungen den Hauptspannungen. Die äquivalente einaxiale Dehnung nach Gleichung (5-6) wird verwendet, um den Poisson-Effekt im ebenen Spannungszustand zu eliminieren.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (5-6)$$

Das vollständige äquivalente Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton ist in Bild 5-15 dargestellt.

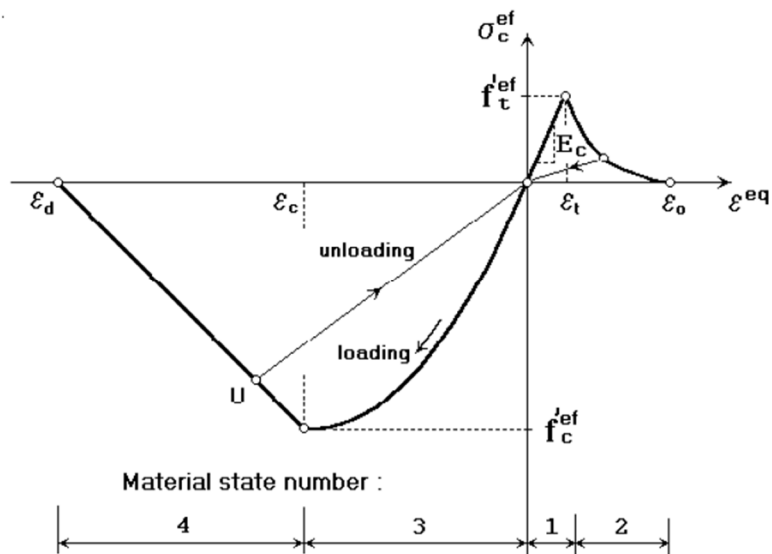


Bild 5-15: Einaxiale Spannungs- Dehnungs-Beziehung für Beton aus [13]

Die Beziehung zwischen der Spannung  $\sigma_c^{ef}$  und der Dehnung  $\epsilon^{eq}$  ist nicht singular und hängt von der Lastentwicklung ab. Ein Wechsel von einer Belastung zu einer Entlastung tritt ein, wenn die Zunahme der effektiven Dehnung das Vorzeichen wechselt. Bei erneuter Wiederbelastung wird dem entlastenden Zweig bis zum Erreichen des letzten Belastungspunktes  $U$  gefolgt. Daraufhin wird die Belastungsfunktion wiederaufgenommen. Die Maximalwerte der Spannungen für Druck  $f_c^{ef}$  und Zug  $f_t^{ef}$  basieren auf dem zwei axialen Spannungszustand. Somit ist es möglich, die äquivalente einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung als zwei axialen Spannungszustand wiederzugeben.

Die biaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ wird durch die Versagenskurve von *Kupfer* [61] in Bild 5-16 dargestellt.

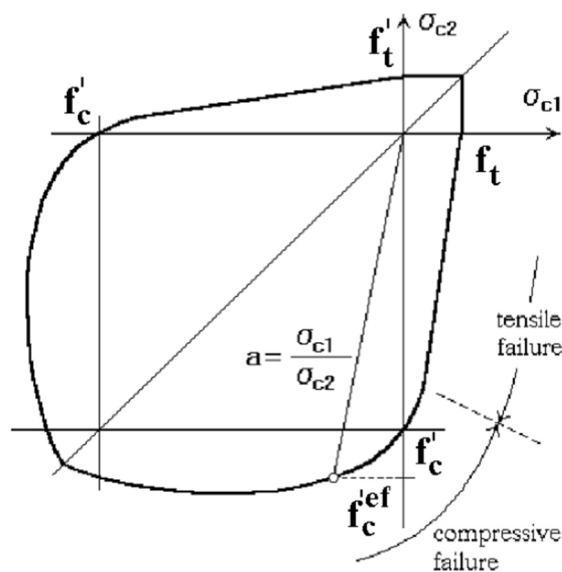


Bild 5-16: Biaxiale Versagensfunktion für Beton aus [13]

Das plastische Schädigungsmodell besteht aus einer Kombination des Schädigungsmodells im Zugbereich und des plastischen Modells im Druckbereich. Im Folgenden werden die einzelnen Komponenten des plastischen Schädigungsmodells näher betrachtet.

Das Schädigungsmodell für die Beschreibung der Zugfestigkeit bei Rissbildung basiert auf dem Rankine Kriterium. Es wird angenommen, dass Spannungen und Dehnungen in die entsprechenden Materialrichtungen umgerechnet werden. Im Fall des rotierenden Rissmodells entspricht dies den Hauptrichtungen. Beim fixierten Rissmodell entspricht dies den Hauptrichtungen bei Einsetzen des Risses. Hierfür werden die Spannung und die Zugfestigkeit in Richtung des Materials definiert.

Im Wesentlichen wird die Zugfestigkeit im entfestigten Material über die Funktion der Rissöffnung  $w$ , basierend auf der Formulierung von *Hordijk* [50], formuliert. Die Rissöffnung wird durch die Multiplikation der entstehenden Dehnungen mit dem Rissband  $L_t$  erzeugt. Die Rissbandtheorie entspricht den Formulierungen von *Bazant/Oh* [4]. Im Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ ist die Größe des Rissbandes  $L_t$  die Projektion der Elemente in Rissrichtung (Bild 5-17). *Cervenka et al.* [12] empfehlen, für diese Annäherung vereinfachend lineare-elastische Elemente zu verwenden.

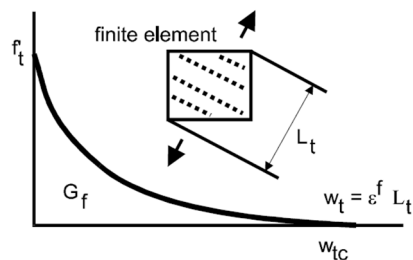


Bild 5-17: Exponentielle Rissöffnungsbeziehung für Zugbeanspruchung und charakteristische Länge aus [13]

Für die Formulierung des plastischen Verhaltens bei Druckbeanspruchung wird die Versagensfunktion von *Menétrey/William* [81] verwendet, bei der die Hauptspannungen im dreiaxialen Spannungsraum betrachtet werden. Das Gesetz für die Verfestigung und Entfestigung des Betons ist in Bild 5-18 dargestellt. Hier wird die Druckfestigkeit in Abhängigkeit der plastischen Dehnung ermittelt und basiert auf einaxialen Druckversuchen. Die Entlastungskurve ist linear und die aufsteigende elliptische Verfestigung wird durch folgende Formel beschrieben:

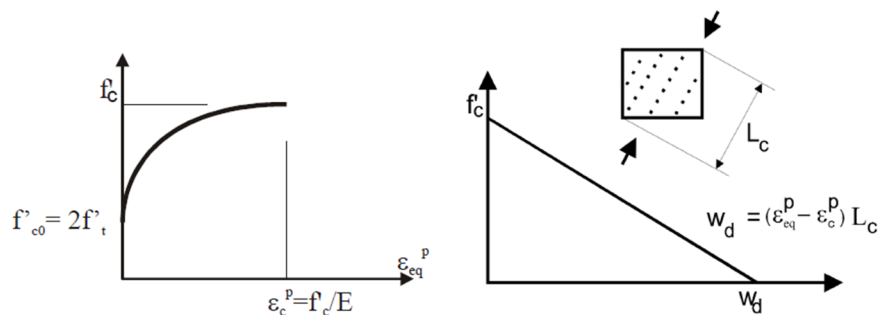


Bild 5-18: Verfestigung/Entfestigung bei Druckbeanspruchung und charakteristische Länge nach [104] aus [13]

Das Gesetz für die Verfestigung des Betons bis zum Erreichen der Druckfestigkeit basiert auf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Für die Entfestigung wird die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach *Van Mier* [104] verwendet, um netzunabhängige Ergebnisse der FE-Simulation zu erzielen. Das Rissband  $L_c$  wird in Analogie zum Schädigungsmodell definiert und als Projektion der Elementgröße in Richtung der minimalen Hauptspannungen abgebildet. Für eine detailliertere Beschreibung der Werkstoffmodelle sowie des verwendeten Algorithmus zur Kombination der beiden Modelle wird auf *Cervenka et al.* [13] und *Cervenka/Papanikolaou* [11] verwiesen.

Für die Rissmodellierung besteht die Möglichkeit, zwischen einem fixierten und einem rotierten Rissmodell zu unterscheiden. In beiden Modellen wird der Riss erzeugt, sobald die Hauptspannungen die Zugfestigkeit überschreiten. Die Steifigkeitsmatrix eines Elementes setzt sich bei Rissbildung aus Anteilen der Bewehrung und des gerissenen Betons zusammen.

Beim fixierten Rissmodell wird die Rissrichtung durch die Richtung der Hauptspannungen bei Eintritt der Rissinitiation vorgegeben. Bei weiterer Belastung bleibt diese Richtung fixiert und repräsentiert die Richtungsabhängigkeit (Orthotropie) der Materialachsen. Die Hauptspannungen und Hauptdehnungen stimmen aufgrund der Annahme der Isotropie im Beton mit der Richtung des ungerissenen Betons überein (Bild 5-19). Beim rotierten Rissmodell stimmt die Richtung der Hauptspannungen mit der Richtung der Hauptdehnungen überein. Aufgrund dessen tritt keine Schubdehnung im Rissfeld ein und es müssen lediglich zwei Normalspannungskomponenten definiert werden, wie in Bild 5-19 dargestellt. Sofern die Hauptdehnungsachsen während der Belastung rotieren, rotiert die Richtung der Risse ebenfalls.

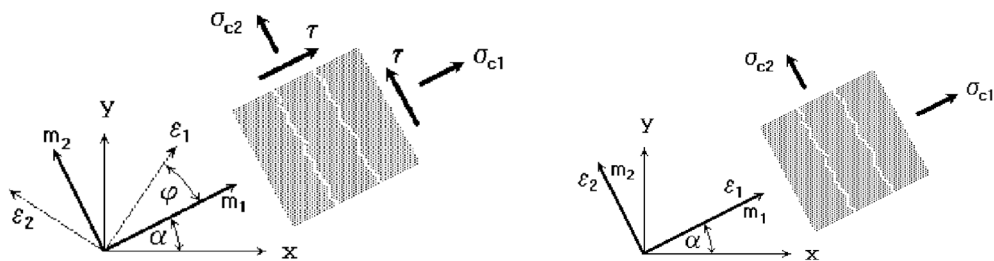


Bild 5-19: Modelle für die verschmierte Rissmodellierung aus [13]

*Cervenka Consulting* [13] empfiehlt für nichtlineare Simulationsberechnungen im 3D-Bereich die Berechnung mit dem fixierten Rissmodell.

Der Effekt der Zugversteifung („Tension Stiffening“) wird im Materialmodell „3D Nonlinear Cementitious 2“ durch den spezifischen Tension Stiffening Faktor  $a_{ts}$  simuliert. Dieser Faktor repräsentiert den relativen Wert der Zugfestigkeit im Zugfestigungsdiagramm. Die Zugspannung kann nicht unter den vorgegebenen Wert aus dem Produkt  $a_{ts}$  mal  $f_t$  fallen (Bild 5-20). Im CEB-FIB Model Code 1990 [21] wird für  $a_{ts}$  ein Wert von 0,4 empfohlen, der bei dem Materialmodell „CC3DNonLinCementitious“ bei Aktivierung des Tension Stiffening Effekts übernommen wurde und voreingestellt ist.

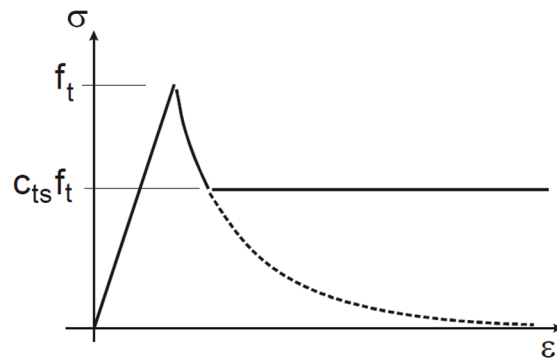


Bild 5-20: Zulentfestigungsfaktor  $c_{ts}$  („Tension Stiffening“) aus [13]

Die Abminderung der Schubsteifigkeit im gerissenen Beton wird im Materialmodell durch die direkte Eingabe eines Schubsteifigkeitsfaktors  $s_F$  berücksichtigt, der die Beziehung zwischen der anfänglichen Steifigkeit und der Schubsteifigkeit herstellt.

Die Schubspannung des gerissenen Betons wird durch die modifizierte Druckfeldtheorie (Modified Compression Field Theory) von Vecchio/Collins [106] nach Gleichung (5-7) kalibriert:

$$\sigma_{ij} \leq \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{a_g + 16}}, \quad i \neq j \quad (5-7)$$

Hierbei ist  $f'_c$  die Druckfestigkeit,  $a_g$  die Aggregatgröße und  $w$  die maximale Rissbreite. Diese Formulierung wird durch die Aktivierung der maximalen Aggregatgröße berücksichtigt. Andernfalls wird die Voreinstellung verwendet, bei der die Schubspannungen in gerissenen Bereichen die Zugfestigkeit nicht überschreiten können. Der Ansatz der modifizierten Druckfeldtheorie für die Berücksichtigung der Schubspannungen ist im Schädigungsmodell für Zugbeanspruchung implementiert.

### Beton- bzw. Spannstahl

Das Materialmodell „1D Reinforcement“ ermöglicht die Eingabe der Bewehrung als diskrete Bewehrung sowie als verschmierte Bewehrung. Bei der diskreten Modellierung können an den diskreten Bewehrungsstäben mit Hilfe von Monitoringpunkten Spannungen und Dehnungen erfasst werden. Die verschmierte Bewehrung wird als Komponente eines vorhandenen Materials generiert, wodurch ein neues Verbundmaterial erzeugt wird. Eine getrennte Auswertung der Spannungen und Dehnungen im Beton oder der Bewehrung ist nicht möglich, daher ist die Modellierung mittels diskreter Bewehrung für die Versuchsnachrechnung zu bevorzugen. In beiden Varianten wird von einem einaxialen Spannungszustand ausgegangen, für den eine entsprechende Spannungs-Dehnungs-Beziehung definiert wird.

### Lösungsverfahren

Für das Lösen nichtlinearer Gleichungen stehen in ATENA zwei Lösungsverfahren zur Verfügung, das Newton-Raphson Verfahren und das Bogenlängenverfahren (Bild 5-21).

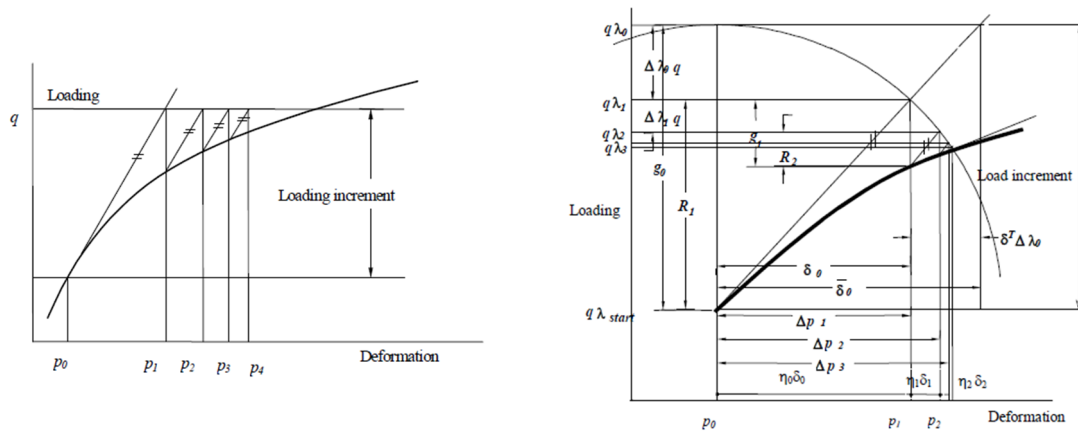


Bild 5-21: Lösungsverfahren in ATENA aus [13]

In den Lösungsverfahren können folgende Einstellungen modifiziert werden:

- Optimierung der Knotennummerierung: Sloan-Methode oder Gips-Pole Methode,
- Aktualisierung der Steifigkeit: Nach Laststufe oder nach Iteration,
- Steifigkeit: tangential oder elastisch,
- Maximale Anzahl der Iterationsschritte,
- Line Search Method für die Erhöhung der Konvergenzgeschwindigkeit,
- Vier Konvergenzkriterien: Verschiebungstoleranz, normalisierte Restkrafttoleranz, absolute Restkrafttoleranz, Energietoleranz.

Das Newton-Raphson Verfahren wird für die Berechnung von Verschiebungen und Lastbeanspruchungen bis zum Versagen verwendet. Hierbei wird entweder die Last oder die Verschiebung festgehalten und der andere Wert durch eine definierte Anzahl an Iterationsschritten angepasst, bis die Konvergenzkriterien erfüllt sind. Das Bogenlängenverfahren wird für die Simulation des Nachbruchverhaltens empfohlen [13], da in diesem Verfahren die Last und die Verschiebung in jeder Laststufe angepasst werden.

### 5.2.2 Verifikation der implementierten Materialmodelle an Kleinteilversuchen

Für die Verifizierung der in ATENA implementierten Materialmodelle werden in Anlehnung an *Kolodziejczyk* [59], *Müller* [84] und *Gleich* [40] gut dokumentierte Kleinteilversuche untersucht, die eine Aussage über die Möglichkeit der realitätsnahen Abbildung unterschiedlicher Tragmechanismen zulassen. Dadurch lassen sich mögliche Grenzen und etwaige Probleme der nichtlinearen Simulationsberechnung mit dem Programmsystem ATENA identifizieren, die im Wesentlichen auf das zugrundeliegende Materialmodell zurückzuführen sind.

Folgende Kleinversuche werden untersucht:

- Unbewehrter Beton-Zugstab zur Verifizierung des Rissmodells,
- Kupfer-Kurve zur Verifizierung des Materialverhaltens unter biaxialer Beanspruchung,
- Bewehrter Zugstab zur Verifikation des Tension Stiffening Effekts,
- Bewehrte Betonscheiben zur Verifizierung der Schubkraftübertragung („Shear Retention Faktor“).

## Unbewehrter Zugstab

Für eine realitätsnahe Abbildung des Werkstoffverhaltens von Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung wird in ATENA für die Simulation der Rissbildung von unbewehrtem Beton bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ein linear-elastischer Ansatz verwendet. Nach Rissbildung wird für die Entfestigung des Materials die exponentielle Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung angesetzt, um netzunabhängige Ergebnisse zu erzielen.

Die Verifizierung des Rissmodells im Programm ATENA erfolgt durch die Betrachtung eines unbewehrten Zugstabes mit unterschiedlich feiner Diskretisierung, aufbauend auf dem Rechenmodell von Müller [84]. Für die Lokalisierung eines Rissbandes wird das Modell in Stabmitte mit einer 50 % abgeminderten Zugfestigkeit generiert, damit ist bei zunehmenden Dehnungen in diesem Bereich nach Erreichen der Hauptzugspannungen zu einer lokalen Entfestigung kommt. Das statische System ist in Bild 5-22 dargestellt.

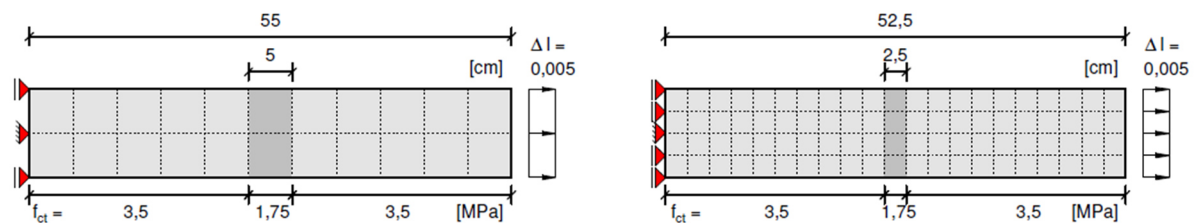


Bild 5-22: Statisches System der unbewehrten Zugstäbe aus [84]

In ATENA erfolgt die numerische Simulationsberechnung der unbewehrten Zugstäbe auf Grundlage der in Bild 5-23 dargestellten Systeme. Betrachtet werden zwei Modelle mit unterschiedlich feiner Diskretisierung und einer abgeminderten Zugfestigkeit in Stabmitte zur Lokalisierung des Rissbandes. Für detaillierte Informationen zu den zugrundeliegenden Parametern wird auf Anhang A2.1.1 verwiesen.

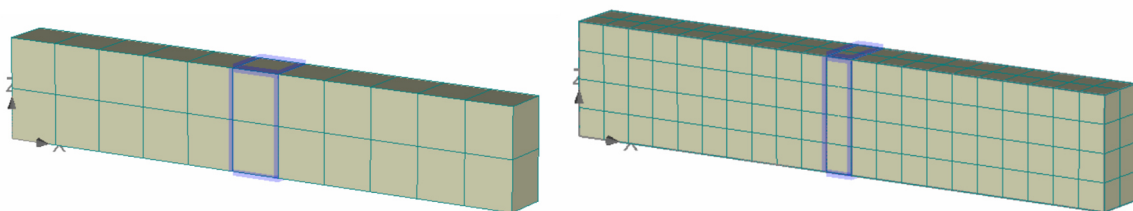


Bild 5-23: FE-Modelle der unbewehrten Zugstäbe in ATENA

In Bild 5-24a ist die vollständige Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung der unterschiedlich fein diskretisierten Zugstäbe dargestellt. Diese Darstellung führt im Entfestigungsbereich zu netzunabhängigen Ergebnissen.

Für die Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung werden die Spannungen und Dehnungen im Rissquerschnitt aufgezeichnet. Die direkte Berechnung der Dehnungen im Entfestigungsbereich erfolgt durch Integration über die Elementlänge, was hier zu einer Abhängigkeit von der Netzgröße führt, wie in Bild 5-24b dargestellt.

Die Spannungen im Rissquerschnitt werden in beiden Simulationen zufriedenstellend abgebildet, wobei die Rissbreite  $w$ , wie in Bild 5-24a dargestellt, für das gerissene Element ermittelt wird.

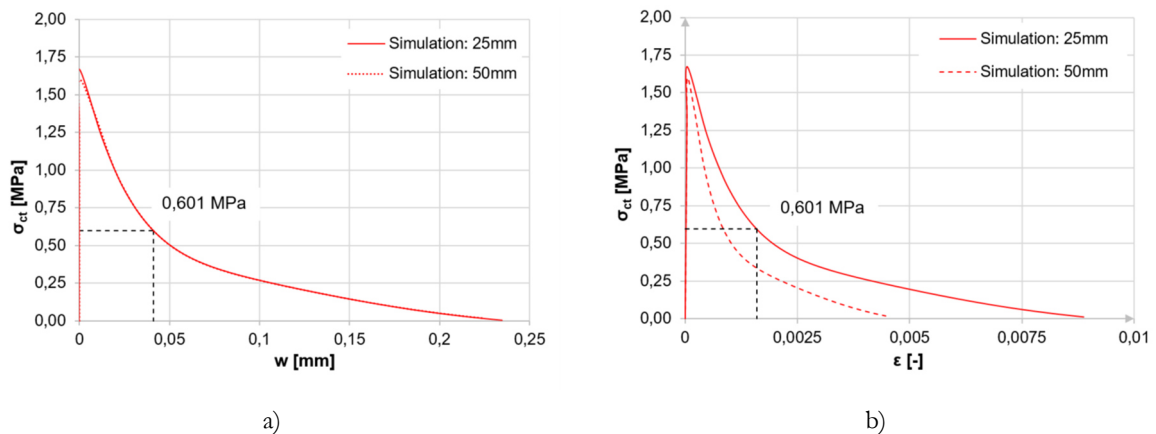


Bild 5-24: Untersuchung zum Einfluss der Probekörpergeometrie in ATENA, a) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung, b) Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Für die nichtlinearen Simulationsberechnungen kann also festgehalten werden, dass die Verwendung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für die Erfassung des Nachbruchbereichs zu geometrieunabhängigen Ergebnissen führt, wodurch eine objektive Systemantwort resultiert.

### Unbewehrte Betonscheibe

Das Materialverhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung wird im Programm ATENA durch die Implementierung der Versagensfunktion nach *Kupfer* [61] in den Materialmodellen erfasst. Die Verifizierung des Materialverhaltens unter biaxialer Beanspruchung kann dementsprechend durch Nachrechnung der zugrundeliegenden Versuchsreihe an Betonscheiben mit variierenden Hauptspannungsverhältnissen von *Kupfer* [61] erfolgen (Tabelle 5-1).

Tabelle 5-1: Hauptspannungsverhältnisse nach *Kupfer* aus [61]

Druck-Druck				Druck-Zug				Zug-Zug			
$\frac{-1}{-1}$	$\frac{-1}{-0,52}$	$\frac{-1}{-0,22}$	$\frac{-1}{0}$	$\frac{-1}{0,052}$	$\frac{-1}{0,070}$	$\frac{-1}{0,103}$	$\frac{-1}{0,202}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{1}{0,23}$	$\frac{1}{0,54}$	$\frac{1}{1}$

Die unbewehrten Betonscheiben werden durch Ausnutzung von Symmetriebedingungen an einem Teilsystem modelliert (Bild 5-25). Für weitere Angaben zu den zugrunde gelegten Werten und Abmessungen wird auf Anhang A2.1.2 verwiesen.

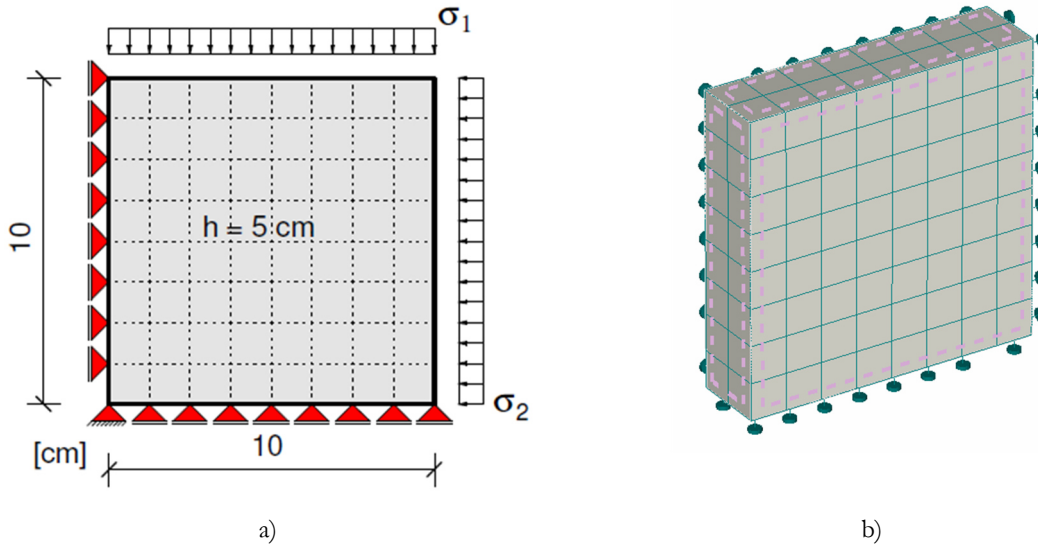


Bild 5-25: a) Statisches System und Materialparameter der unbewehrten Betonscheiben nach [84],  
b) FE-Modell in ATENA unter Ausnutzung der Symmetrie

In Bild 5-26 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Simulationsberechnungen der unbewehrten Betonscheiben mit der aufgestellten Versagenskurve von *Kupfer* [61] aufgetragen. Durch den Vergleich der beiden Bruchkurven ist zu erkennen, dass die numerische Nachrechnung für die betrachteten Spannungsverhältnisse zu guten Übereinstimmungen mit den Ergebnissen aus den experimentellen Untersuchungen führen. Im Druck-Druck- und Druck-Zug-Bereich werden die Spannungen geringfügig überschätzt. Hier wird auf streuende Versuchswerte der experimentellen Untersuchungen von Kupfer verwiesen, die die Werte der idealisierten Versagenskurve relativieren können.

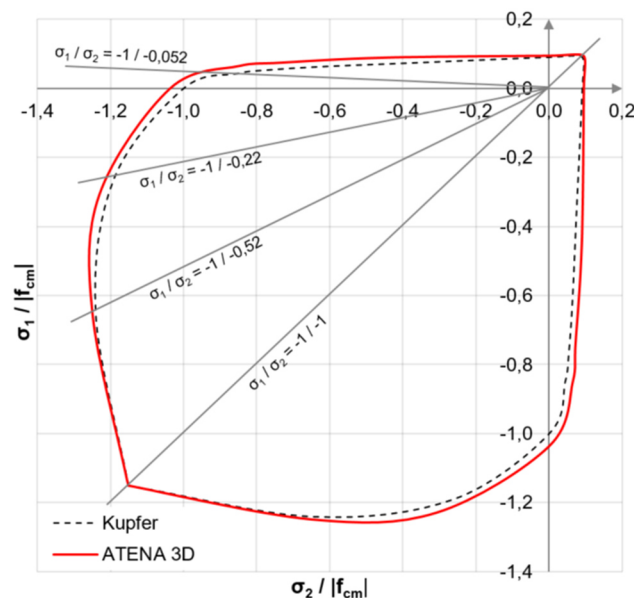


Bild 5-26: Gegenüberstellung der Versagenskurve von *Kupfer* [61] mit der Nachrechnung in ATENA für den Beton

Grundsätzlich wird das Materialverhalten unter biaxialer Beanspruchung zufriedenstellend abgebildet werden.

### Bewehrter Zugstab

Die versteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening Effekt) ist für eine realitätsnahe Erfassung der Steifigkeiten im Bauteil von großer Bedeutung, da dieser Effekt maßgeblich die Verformungsberechnung, Schnittgrößenumlagerung und die Ermittlung der Zwangsschnittgröße im Stahlbetonbau beeinflusst. In ATENA wird der Effekt des Tension Stiffenings über einen im Materialmodell für Beton implementierten Faktor berücksichtigt.

Zur Verifizierung einer zufriedenstellenden Berücksichtigung der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird im Folgenden ein bewehrter Zugstab mit diskret eingebetteter Bewehrung unter zentrischer Zugbeanspruchung betrachtet. Da die Art der Lasteinleitung die versteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen beeinflusst, erfolgt die Lasteinleitung einmal kraft- und einmal weggesteuert (Bild 5-27). Für weitere Informationen zu den zugrundeliegenden Parametern für die Simulation wird auf Anhang A2.1.3 verwiesen.

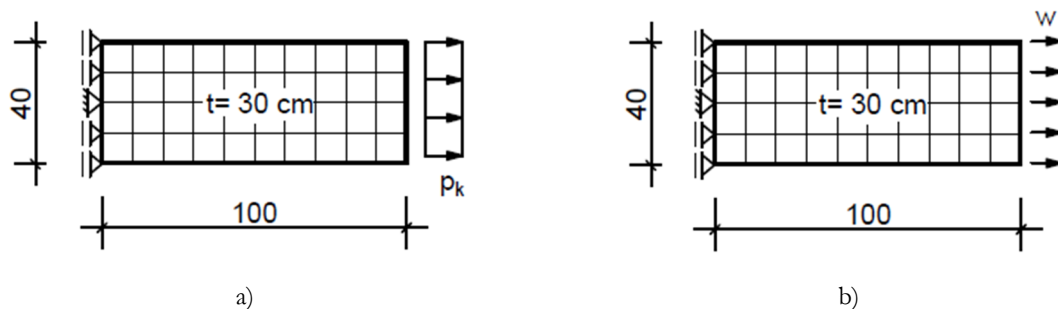


Bild 5-27: Statisches System des bewehrten Zugstabes aus [59], a) Lasteinleitung kraftgesteuert, b) Lasteinleitung weggesteuert

Wie in Bild 5-28a zu erkennen, wird die Normalkraft-Dehnungs-Beziehung für den kraftgesteuerten Versuch im Vergleich mit den Ergebnissen der Handrechnung nach *DA/Stb – Heft 525* [22] zutreffend erfasst. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit des Betons wird die Zugkraft gleichermaßen vom Beton und der Bewehrung aufgenommen. Die Phase der Erstrissbildung (Zustand I) geht mit einem Dehnungssprung einher. Mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons ergibt sich durch Implementierung des Tension Stiffening Faktors im Materialmodell ein insgesamt steiferes Bauteilverhalten im Zustand II. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird somit in der nichtlinearen Simulationsberechnung zutreffend abgebildet.

Für den *weggesteuerten* Versuch wird die Normalkraft-Dehnungs-Beziehung wie in Bild 5-28b dargestellt ebenfalls gut wiedergegeben, allerdings wird die Phase der Erstrissbildung bis hin zur abgeschlossenen Rissbildung nicht direkt erfasst und geglättet. Die Berücksichtigung des Tension Stiffening Faktors erzeugt jedoch auch hier eine Versteifungswirkung des Betons im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung.

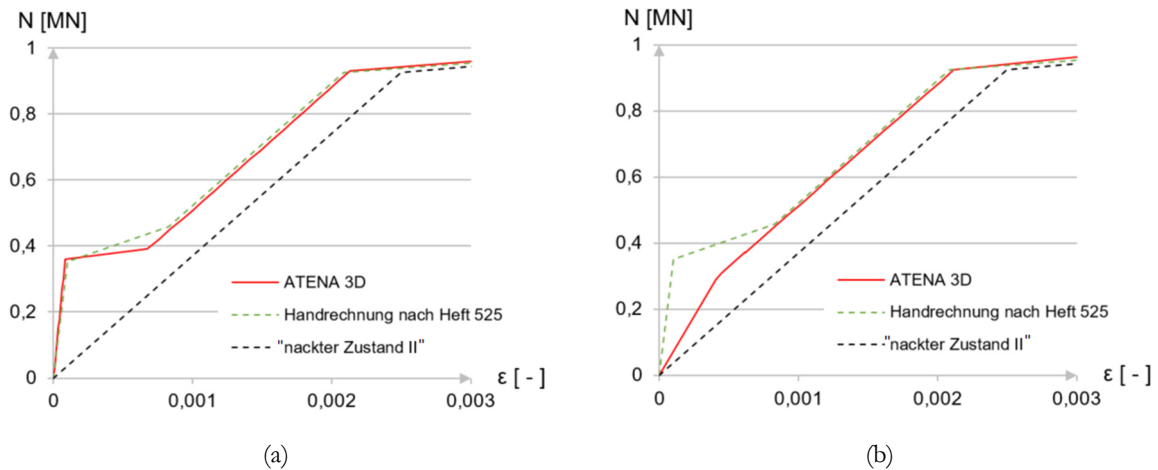


Bild 5-28: Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen durch a) kraftgesteuerte Lasteinleitung, b) weggesteuerte Lasteinleitung

Insgesamt sind die Ergebnisse der nichtlinearen Simulationsberechnungen in guter Übereinstimmung mit den Vergleichswerten der Handrechnung nach *DAfStb Heft 525* [22], sodass von einer ausreichenden Berücksichtigung des steiferen Materialverhaltens auf Grund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ausgegangen werden kann.

### Bewehrte Betonscheibe

Bei der Übertragung von Schubkräften im gerissenen Zustand II, können neben der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, die in Kapitel 5.1.1 erläuterten Mechanismen zu einem steiferen Tragverhalten führen. Eine entsprechende Berücksichtigung dieser Mechanismen bei den nichtlinearen Simulationsberechnungen hat somit einen wesentlichen Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse. In ATENA wird dieses Materialverhalten durch einen im Materialmodell implementierten „Shear Retention Faktor“ berücksichtigt, welcher durch die Anwendung des fixierten Rissmodells generiert wird (vgl. Kapitel 5.1.1).

Zur Verifizierung einer ausreichenden Schubkraftübertragung im Zustand II werden im Folgenden nichtlineare Simulationsberechnungen an bewehrten Betonscheiben mit unterschiedlichen Lastkombinationen in Anlehnung an die Kleinversuche von *Kolodziejczyk* [59] durchgeführt (Bild 5-29).

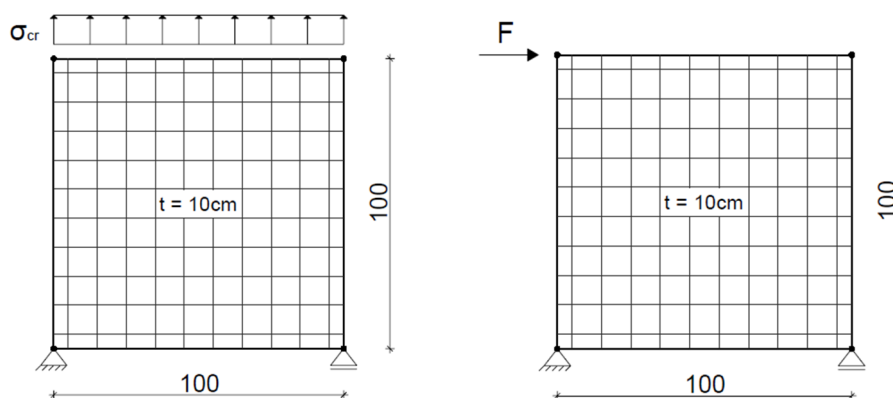


Bild 5-29: Statisches System und Lastfälle der bewehrten Betonscheiben aus [59]

Für das dargestellte System wird die simulierte Betonscheibe zunächst auf Zug bis kurz nach Erreichen der maximalen Zugfestigkeit des Betons belastet, sodass alle Elemente senkrecht zur Krafrichtung als gerissen gelten. Im Anschluss wird das numerische Modell mit einer horizontalen Last quer zur Zugkraft beansprucht. Sofern es im Rahmen des verwendeten Materialmodells möglich ist Schubkräfte im gerissenen Zustand zu übertragen, tritt kein plötzliches Versagen ein und den Elementen werden bei horizontaler Belastung Schubspannungen zugewiesen.

In einem zweiten Beispiel erfolgt die Lastaufbringung der Zugkraft und Horizontallast gleichzeitig, um eine schubbeanspruchte Scheibe zu simulieren und so den Abfall der übertragbaren Betonschubspannungen in der Rissebene durch den Shear Retention Faktor zu verifizieren. Hierfür werden die Dehnungen in der schubbeanspruchten Scheibe aufgezeichnet und durch die aufgestellte Schubfestigungs-Dehnungs-Beziehung nach *Kolmar* [58] für unterschiedliche Bewehrungsgrade ausgewertet.

Das FE-Modell der bewehrten Betonscheiben ist in Bild 5-30 dargestellt. Für die Berücksichtigung der Schubkraftübertragung werden die Voreinstellungen im Materialmodell für den Schubfestigungsfaktor sowie die Rissverzahnung (Aggregate Interlock) aktiviert. Für weitere Informationen zu den zugrundeliegenden Parametern wird auf Anhang A2.1.4 verwiesen.

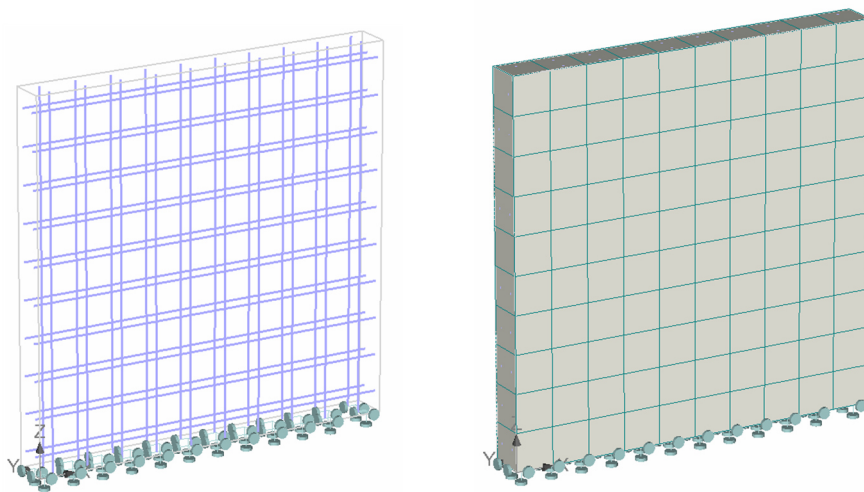


Bild 5-30: FE-Modell in ATENA – Lagerung, Diskretisierung und Bewehrung

Die Abminderung der Schubsteifigkeit in den Elementen steht im direkten Verhältnis zum Schubfestigungsfaktor  $r_g$ . Ein Vergleich der Schubfestigungs-Dehnungs-Beziehung der bewehrten Betonscheibe mit aufeinanderfolgender Belastung mit einer Simulation mit gleichzeitiger Aufbringung beider Lasten zeigt, dass die Entfestigungskurve nach *Kolmar* [58] durch einen exponentiell abfallenden Verlauf der Schubsteifigkeit in Abhängigkeit von den Dehnungen grundsätzlich gut abgebildet wird (Bild 5-31a). Gleiches gilt auch für unterschiedliche Bewehrungsgrade, wobei höhere Bewehrungsgrade erwartungsgemäß zu einem steiferen Tragverhalten führen (Bild 5-31b).

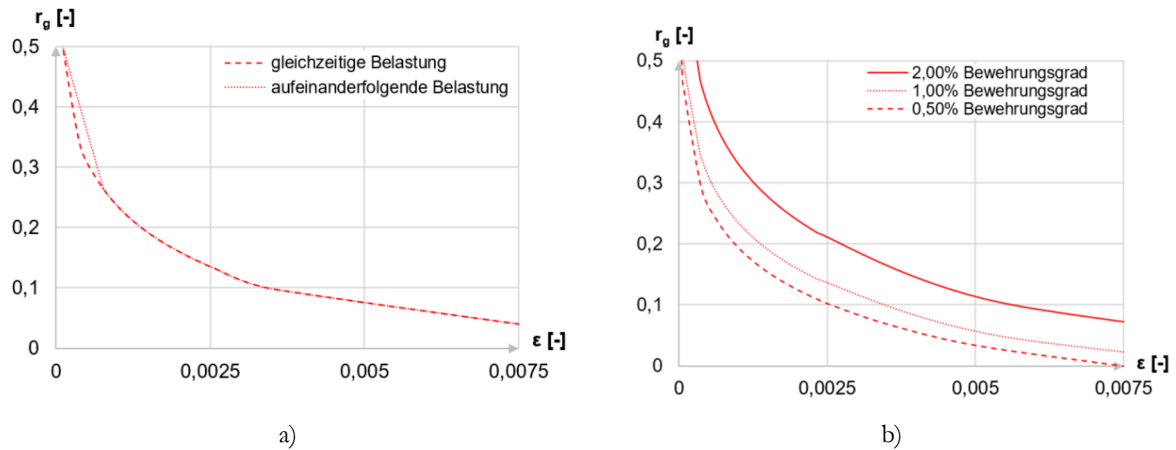


Bild 5-31: Schubfestigkeits-Dehnungs-Beziehung für a) unterschiedliche Lastkombinationen, b) unterschiedliche Bewehrungsgrade in ATENA

Die Schubkraftübertragung in den gerissenen Bereichen, entsprechend dem Ansatz von *Kolmar* [58], wird im Materialmodell gut abgebildet, was insbesondere im Hinblick auf die Simulation von Spannbetonträgern, die auf Querkraft und Torsion beansprucht werden, von Relevanz ist, da in den gerissenen Bereichen der Traganteil für die Schub- und Torsionssteifigkeit berücksichtigt wird.

### 5.2.3 Erkenntnisse für die Simulationsberechnungen

Durch die numerischen Simulationsberechnungen an Kleinteilversuchen konnte gezeigt werden, dass es mit dem Programmsystem ATENA und den darin implementierten Materialmodellen möglich ist, die Eigenschaften der Werkstoffkomponenten Beton und Betonstahl sowie den Verbundwerkstoff Stahlbeton zutreffend abzubilden und somit das Tragverhalten auf Systemebene realitätsnah zu erfassen. Somit ist festzuhalten, dass die implementierten Materialmodelle in ATENA die notwendigen Voraussetzungen für die Simulation von großformatigen Versuchsträgern mit besonderem Schwerpunkt auf dem Tragverhalten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion erfüllen.

## 5.3 Numerische Simulationsberechnungen

Im ersten Schritt werden die Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung ohne zusätzliche Torsionsbeanspruchung nachgerechnet. Dabei handelt es sich, wie bereits in Kapitel 4.2.1 beschrieben, um zwei Versuchsträger unter Einzellasten, DLT 2 und DLT 3, sowie um den Streckenlastversuch DLT 4. In der Dissertation von *Gleich* [40] wurden diese Versuchsträger bereits mit dem Programmsystem ABAQUS nachgerechnet, wobei hier das zu Grunde liegende schädigungsbasierte Materialmodell CDP insbesondere bei dem Versuch unter Streckenlasten nur bedingt zufriedenstellende Ergebnisse liefern konnte. Da die Beanspruchung unter Streckenlasten im Hinblick auf die Nachrechnung von Brückenbauwerken der Realität am nächsten kommt, soll im Zuge dieser Arbeit ein besonderes Augenmerk auf die Simulation des Versuchsträgers DLT 4 unter Streckenlast gelegt werden.

### 5.3.1 Strukturmodellierung

Die Modellierung der Versuchsträger erfolgt mit dem Preprocessor GID, in dem über eine graphische Eingabe dreidimensionale Geometrien unter Berücksichtigung von Materialparametern, Randbedingungen und Vernetzung erzeugt werden können. Die Materialmodelle des Programms ATENA sind in GID zur Auswahl implementiert, sodass mit Hilfe von dreidimensionalen Volumenelementen für den Beton und eingebetteten Stabelementen für die diskrete Modellierung der Beton- und Spannstahlbewehrung die Versuchsträgergeometrie erzeugt werden kann (Bild 5-32 und Bild 5-33). Im Anschluss an die Modellbildung wird das Tragverhalten mit dem Programmsystem ATENA Studio simuliert. Zur Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons wird das in ATENA implementierte Materialgesetz 3DNonlinear Cementitious2 verwendet. Die Materialparameter stammen aus den experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 4.5 und wurden auf Basis von Mittelwerten der an den Versuchsträgern bestimmten Materialfestigkeiten für Beton, Betonstahl und Spannstahl ermittelt.

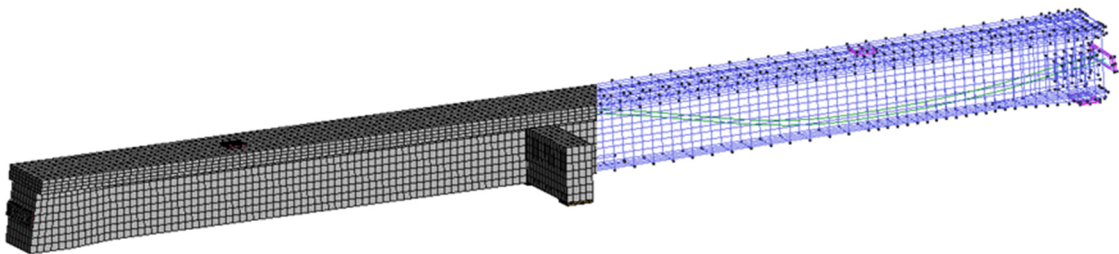


Bild 5-32: 3D-Bild Versuchskörper – Einzellastversuche (DLT 5 – DLT 7)

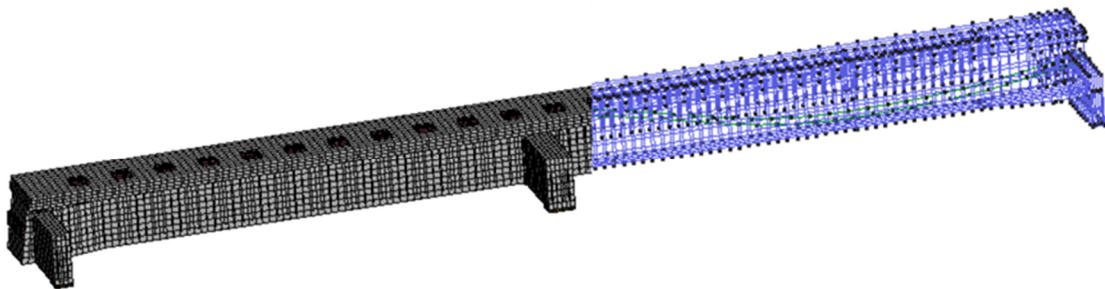


Bild 5-33: 3D-Bild Versuchskörper – Streckenlastversuch (DLT 8)

### Randbedingungen

Die Vorgabe von Randbedingungen ermöglicht es Auflager- und Belastungspunkte zu definieren sowie eine Vorspannung vorzugeben.

Die Auflagerung der Versuchsträger erfolgt in vertikaler Richtung über Federsteifigkeiten, die entsprechend für die Steifigkeiten der Auflagerkonstruktion des Versuchsstands ermittelt wurden. Die Endlager werden horizontal verschieblich modelliert, während das Mittellauger analog zum Versuch unverschieblich ausgebildet wird. Die Belastung wird über Punktlasten realisiert, die mittig auf den Stahlplatten positioniert

werden. Für die FE-Simulation erfolgt die Belastung für die Einzellastversuche weggesteuert, wodurch das Nachbruchverhalten mit aufgezeichnet wird. Für die Streckenlastversuche erfolgt die Belastung kraftgesteuert.

Die Vorspannung wird über eine definierte Spannung auf die Spannglieder angesetzt. Die beiden Spannglieder werden analog zum Versuch von entgegengesetzten Trägerenden vorgespannt, um eine gleichförmige Verformung des Trägers bei gleichzeitiger Minimierung der Verluste aus dem Vorspannprozess zu realisieren. Die aufzubringende Spannstahlspannung wird aus der mittleren Vorspannkraft am Versuchstag und der Spannstahlquerschnittsfläche errechnet.

### Vernetzung

Bei der Netzgenerierung der Beton-Volumenelemente wird ein strukturiertes Netz aus sechsfächigen sogenannten „brick“-Elementen generiert. Wie in der Literatur [13] empfohlen, werden pro Querschnittsteildicke mindestens vier Elemente angeordnet, um netzunabhängige Ergebnisse zu erzielen. Des Weiteren ist das Verhältnis von der größten zur kleinsten Elementlänge zu beachten. Hier soll das Verhältnis von 3:1 nicht überschritten werden, daher wurde für die hier nachgerechneten Versuche die maximale Seitenlänge eines Elements auf 0,08m begrenzt (Bild 5-34).

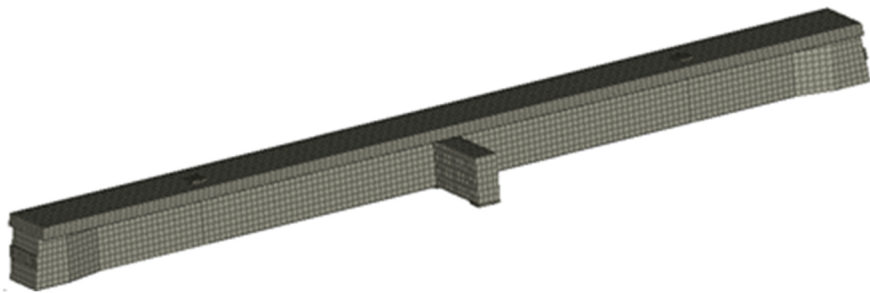


Bild 5-34: 3D-Bild Versuchskörper – FE-Netz

Die Lastverteilungs- und Auflagerplatten wurden durch vierflächige Elemente (tetraeder elements) abgebildet. Die Bewehrung wird mit jeweils einem Element pro Linie in die Volumenelemente eingebettet.

### Definition der Lastintervalle

Der Ablauf der Belastung besteht aus mehreren Intervallen, die wiederum in einzelne Belastungsschritte unterteilt sind. Bei den weggesteuerten Modellen werden zwei Intervalle angesetzt. Im ersten Intervall werden das Eigengewicht des Trägers sowie die Vorspannung aufgebracht. In diesem Intervall sind die Spannglieder, analog zum Versuch, ohne Verbund, wodurch die Vorspannung von einem Ende über die gesamte Spanngliedlänge kontinuierlich generiert wird. Im zweiten Intervall erfolgt die eigentliche Belastung des Trägers, wobei die Spannglieder nun an beiden Enden fixiert und verpresst modelliert werden.

Bei den weggesteuerten Simulationen kann die Traglast leicht ermittelt werden. Nach dem Versagen nehmen die Verformungen weiter zu, aber die notwendige Kraft, um diese Verformung zu generieren wird kleiner. Bei lastgesteuerten Simulationen wird die Belastung auch nach Erreichen des Versagens weiter kontinuierlich gesteigert und die Verformungen nehmen weiter zu, bis in einem nachfolgenden Belastungsschritt keine Konvergenz mehr erreicht werden kann und die Berechnung vom Programm abgebrochen wird. Da ein Abbruch der Berechnung allerdings auch aus anderen Gründen passieren kann, stellt sich die Frage nach einer verlässlichen Bestimmung der Traglast für kraftgesteuerte Simulationen. Um die Traglast auch in den kraftgesteuerten Simulationen eindeutig bestimmen zu können, wird hier ein drittes Intervall hinzugefügt, welches unmittelbar vor dem Versagen des Trägers einen Wechsel des Lösungsverfahrens initiiert. Durch den Wechsel der standardmäßig verwendeten Newton-Raphson-Methode auf die Arc-Length-Methode, wird in jedem Schritt ein zusätzliches Lastinkrement errechnet. Bei Erreichen der Traglast wird das Belastungslevel reduziert und die Traglast, wie bei einer weggesteuerten Lastaufbringung, sichtbar.

### **5.3.2 Nachrechnung der Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung (M+V)**

Im folgenden Kapitel werden die numerischen Simulationsergebnisse für die Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung vorgestellt. Dabei handelt es sich um die Versuche unter Einzellasten, DLT 2 und DLT 3 sowie den Versuch unter Streckenlasten, DLT 4. Die Versuchsträger sind auf Grund ihrer Geometrie und Lagerung direkt vergleichbar und unterscheiden sich lediglich anhand der streuungsbedingt geringfügig unterschiedlichen Materialfestigkeiten sowie der Bewehrung.

Im Rahmen der Versuchsreihe wurden an jedem Versuchsträger durch gezielte Variation der Bügel- und Längsbewehrung je Feld, jeweils zwei Teilversuche durchgeführt. Dabei entspricht der erste Teilversuch dem schwächer bewehrten Feld mit der geringen Versagenslast. Dieser Teilversuch wurde kurz vor dem Versagen angehalten und verstärkt, um den Versuchsträger dann im zweiten Teilversuch bis zum Bruchzustand belasten zu können.

Um beide Teilversuche auch in den numerischen Simulationsberechnungen berücksichtigen zu können, wurden für jeden Versuchsträger zwei Simulationsrechnungen durchgeführt. In der Simulation (A) wird Teilversuch 1 mit der zugehörigen Bewehrung, wie im Versuch simuliert. In der Simulation (B) wird die Verstärkung des schwächer bewehrten Feldes durch eine Vergrößerung der Bügelbewehrung realisiert.

Tabelle 5-2 enthält eine Übersicht über die in der Simulation erreichten Traglasten im Vergleich zur Versuchstraglast.

Tabelle 5-2: Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen (DLT 2 – DLT 4)

<b>Simulation</b>	<b>Versuchsträger</b>	<b>Belastung</b>	<b>Abweichung Sim. /Exp.</b>
DLT 2-A	DLT 2 nicht querkraftverstärkt	M+V Einzellasten	+9% (1749kN / 1607kN)
DLT 2-B	DLT 2 querkraftverstärkt	M+V Einzellasten	-2 % (2053kN / 2100kN)
DLT 3-A	DLT 3 nicht querkraftverstärkt	M+V Einzellasten	+3% (1642kN / 1600kN)
DLT 3-B	DLT 3 querkraftverstärkt	M+V Einzellasten	-3% (1746kN / 1794kN)
DLT 4-A	DLT 4 nicht querkraftverstärkt	M+V Streckenlasten	-19% (335kN/m / 413kN/m)
DLT 4-B	DLT 4 querkraftverstärkt	M+V Streckenlasten	-31% (342kN/m / 496kN/m)

Die Simulationsergebnisse in Form der Last-Verformungskurven sind in Bild 5-35 zusammengestellt und werden in beiden Teilversuchen zufriedenstellend abgebildet. Die numerisch bestimmten Traglasten für die Referenzversuchsträger unter Einzellasten (DLT 2 und DLT 3) stimmen gut mit den im Versuch ermittelten Traglasten überein. Im ersten Teilversuch liegt die Traglast in der FE-Simulation geringfügig über der Traglast des Versuchs. Dies ist jedoch auf die Tatsache zurückzuführen, dass es sich bei dem ersten Teilversuch nicht um eine echte Bruchlast handelt, da eine Verstärkung zur weiteren Laststeigerung im Teilversuch 2 erforderlich war. Dadurch wären am Versuchsträger noch geringe Laststeigerungen möglich gewesen.

Die FE-Simulationen der Versuchsträger DLT 2 und DLT 3 bilden das im Versuch beobachtete Tragverhalten jedoch insgesamt mit guter Übereinstimmung ab. Sowohl die Steifigkeit im Zustand I als auch der Übergang in den gerissenen Zustand II werden in der Nachrechnung zutreffend erfasst.

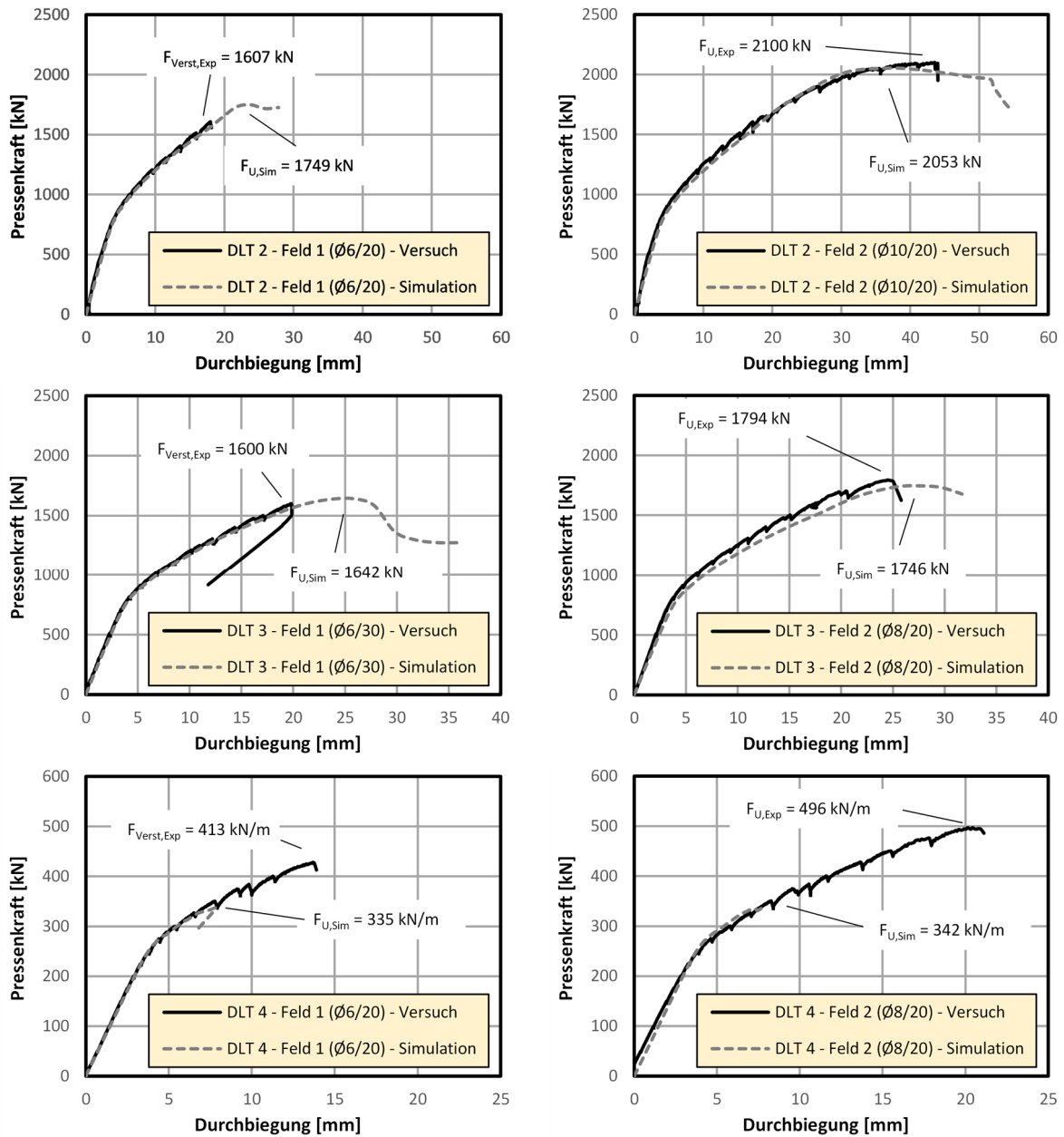


Bild 5-35: Gegenüberstellung der Versuchs-/Simulationsergebnisse (DLT 2 – DLT 4)

Im Gegensatz dazu wird die Traglast des Versuchsträgers unter Streckenbelastung (DLT 4) sowohl im Teilversuch 1 als auch im Teilversuch 2 durch die Simulation deutlich unterschätzt. Während sowohl das Tragverhalten mit den zugehörigen Steifigkeiten im Zustand I als auch der Übergang in den gerissenen Zustand II noch zutreffend abgebildet werden, kann die Belastung ab einer gewissen Laststufe nicht weiter gesteigert werden. Auf Bild 5-36 ist deutlich zu erkennen, dass der Versuchsträger DLT 4 in der Simulation im Bereich der Druckzone vor dem Auflager vorzeitig versagt.

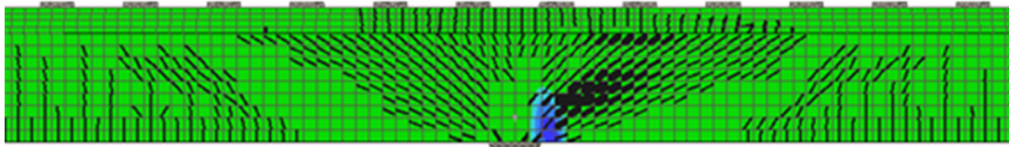


Bild 5-36: Versagen der Druckzone - DLT 4: Darstellung des Rissbildes überlagert mit Betondruckdehnungen zur Visualisierung des Versagensmechanismus

Wie in Bild 5-37 dargestellt, wurde die Druckzone des Versuchsträgers DLT 4 zur Vermeidung eines vorzeitigen Druckzonenversagens massiv mit einer Längs- und Bügelbewehrung verstärkt, sodass es im Versuch zu einer Umschnürungswirkung kam, die im Beton für einen dreidimensionalen Druckspannungszustand und somit zu einer deutlichen Erhöhung der aufnehmbaren Betondehnungen geführt hat.

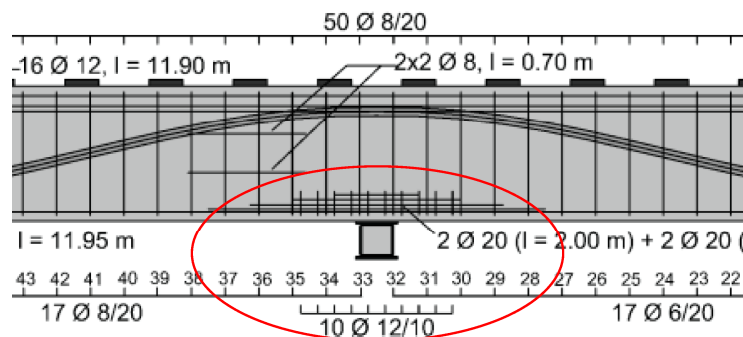


Bild 5-37: Bewehrung Druckzone - DLT 4

Da diese Umschnürungswirkung in der FE-Simulation in dieser Form nicht abzubilden ist, wurde die höhere Betondehnung näherungsweise durch eine lokal begrenzte höhere Betondruckfestigkeit im Bereich des Mittelauflegers abgebildet. Wie in den Last-Verformungskurven in Bild 5-38 dargestellt, zeigt das Ergebnis der Nachrechnung eine deutlich bessere Übereinstimmung der Traglasten, sodass für den Versuchsträger DLT 4 unter Streckenlasten von einer höheren aufnehmbaren Betondehnung auf Grund des sich einstellenden dreidimensionalen Spannungs- und Dehnungszustandes im Bereich des Mittelauflegers ausgegangen werden kann.

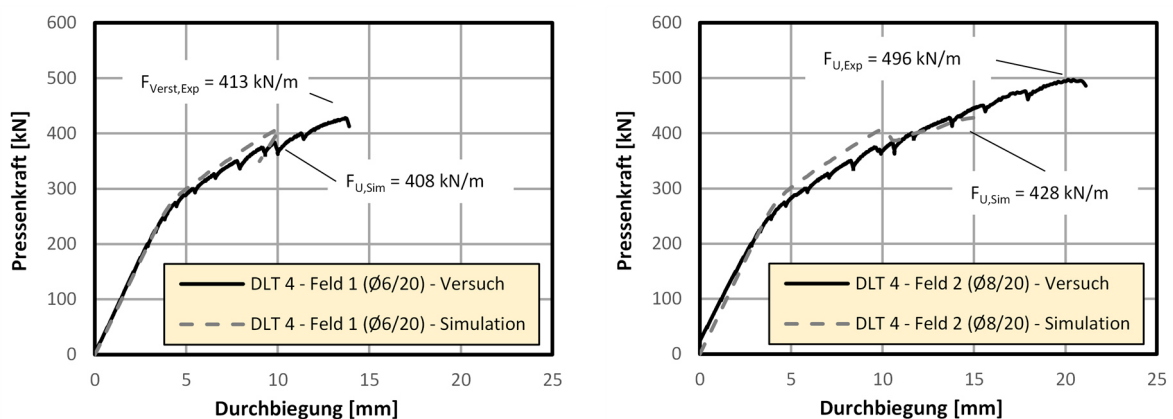


Bild 5-38: Last-Verformungskurven DLT 4 – erhöhte Betondehnung am Mittelaufleger

Im Folgenden werden die im Versuch beobachteten Rissbilder der Versuchsträger DLT 1 bis DLT 4 den Rissbildern aus der FE-Simulation kurz vor Erreichen der Versagenslast gegenübergestellt (Bild 5-39). In der Nachrechnung mit ATENA ist zu erkennen, dass die Rissbilder aus dem Versuch ebenfalls qualitativ zutreffend abgebildet werden. Die schrägen Schubrisse bilden sich auch im FE-Modell deutlich aus, sodass sich bei Erreichen der Versagenslast im Rechenmodell ein sehr ähnliches Rissbild einstellt wie in den Versuchsträgern unter der Versagenslast.

Durch die Nachrechnung der Referenzversuchsträger konnte sowohl für die Einzellastversuche (DLT 1 bis DLT 3) als auch für den Streckenlastversuch (DLT 4) gezeigt werden, dass das Programmsystem ATENA grundsätzlich für die wirklichkeitsnahe Versuchsnachrechnung geeignet ist und das Potential zur numerisch nichtlinearen Analyse des Tragverhaltens komplexer Mechanismen bietet.

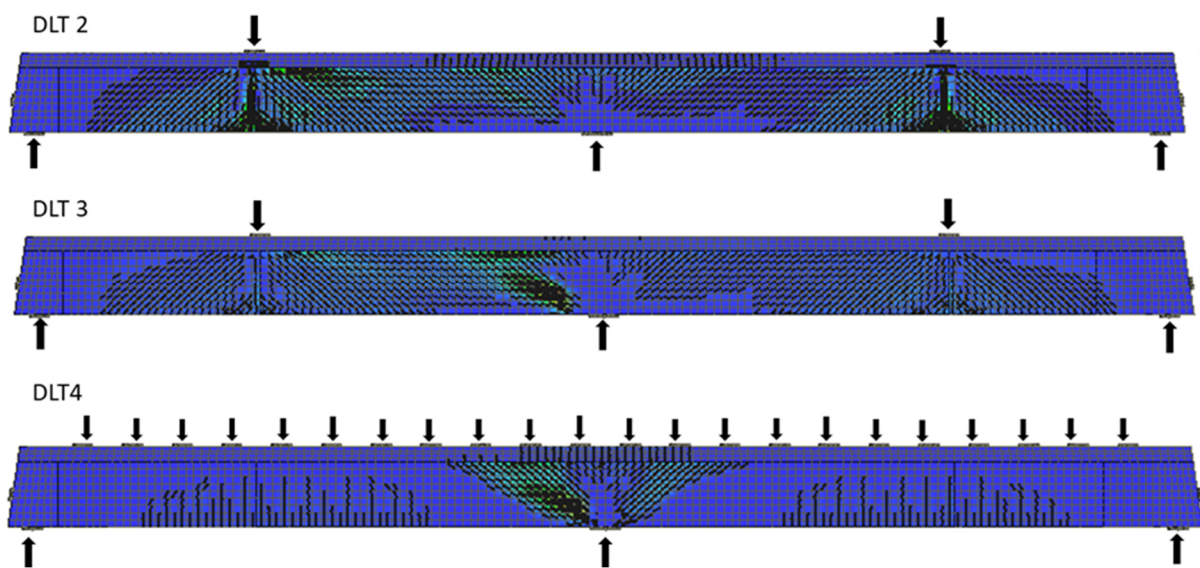


Bild 5-39: FE-Simulationen der Rissbilder im Bruchzustand DLT 2 bis DLT 4

### 5.3.3 Nachrechnung der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung (M+V+T)

Im nächsten Schritt werden auf der Grundlage der Referenzversuchsträger die Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung mit dem Programmsystem ATENA nachgerechnet. Dabei handelt es sich um drei Versuchsträger unter Einzellasten mit zusätzlicher Torsionsbeanspruchung (DLT 5 bis DLT 7) sowie um den Versuchsträger unter Streckenlast und kombinierter Beanspruchung (DLT 8). Tabelle 5-3 enthält eine Übersicht über die in der Simulation erreichten Traglasten im Vergleich zur Versuchstraglast.

Die numerisch bestimmten Traglasten für die Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion stimmen sowohl für die Einzellastversuche (DLT 5 bis DLT 7) als auch für den Streckenlastversuch (DLT 8) gut mit den im Versuch ermittelten Traglasten überein. Die Abweichungen bei den Versuchstraglasten sind bei allen Versuchen kleiner 10 %.

Auch bei den Versuchen mit kombinierter Beanspruchung liegen die Traglasten der Simulation im ersten Teilversuch teilweise geringfügig über der Traglast des Versuchs. Dies ist wie zuvor beschrieben auf die

zugrundeliegende Versuchsdurchführung zurückzuführen und daher plausibel. Für alle Versuchsträger werden sowohl die Steifigkeit im Zustand I als auch der Übergang in den gerissenen Zustand II in der Nachrechnung zutreffend erfasst. Insbesondere für den Streckenlastversuch DLT 8 ist die Nachrechnung ohne vorzeitiges Betondruckversagen und ohne Umschnürungswirkung der Betondruckzone auf Grund der höheren Betondruckfestigkeit möglich.

Tabelle 5-3: Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen (DLT 5 – DLT 8)

Simulation	Versuchsträger	Belastung	Abweichung Sim. /Exp.
DLT 5-1	DLT 5	M+V+T	-8 %
	nicht querkraftverstärkt	Einzellasten	(1425kN / 1549kN)
DLT 5-2	DLT 5	M+V+T	-7 %
	querkraftverstärkt	Einzellasten	(1675kN / 1792kN)
DLT 6-1	DLT 6	M+V+T	+6%
	nicht querkraftverstärkt	Einzellasten	(1546kN / 1453kN)
DLT 6-2	DLT 6	M+V+T	-3%
	querkraftverstärkt	Einzellasten	(1631kN / 1688kN)
DLT 7-1	DLT 7	M+V+T	+5%
	nicht querkraftverstärkt	Einzellasten	(1686kN / 1603kN)
DLT 7-2	DLT 7	M+V+T	0%
	querkraftverstärkt	Einzellasten	(1375kN / 1379kN)
DLT 8-1	DLT 8	M+V+T	-2%
	nicht querkraftverstärkt	Streckenlasten	(514kN/m / 522 kN/m)

Im Folgenden werden für jeden Versuchsträger die Last-Verformungskurven sowie die im Versuch beobachteten Rissbilder den Rissbildern aus der FE-Simulation kurz vor Erreichen der Versagenslast gegenübergestellt.

#### **Einzellastversuchsträger DLT 5 – DLT 7:**

Die Simulationsergebnisse der Last-Verformungskurven sind in Bild 5-40 zusammengestellt und werden in beiden Teilversuchen sowohl hinsichtlich der Steifigkeit im Zustand I als auch im Übergang in den Zustand II für alle Versuchsträger unter Einzellasten zufriedenstellend abgebildet. Eine Simulation des Tragverhaltens der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion unter Einzellasten scheint demzufolge mit dem Programmsystem ATENA möglich. Die korrekte Abbildung des Last-Verformungs-Verhaltens alleine bietet jedoch keine ausreichende Aussage über eine zielführende Abbildung des Tragverhaltens. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen hinsichtlich des Riss- und Bruchverhaltens erforderlich.

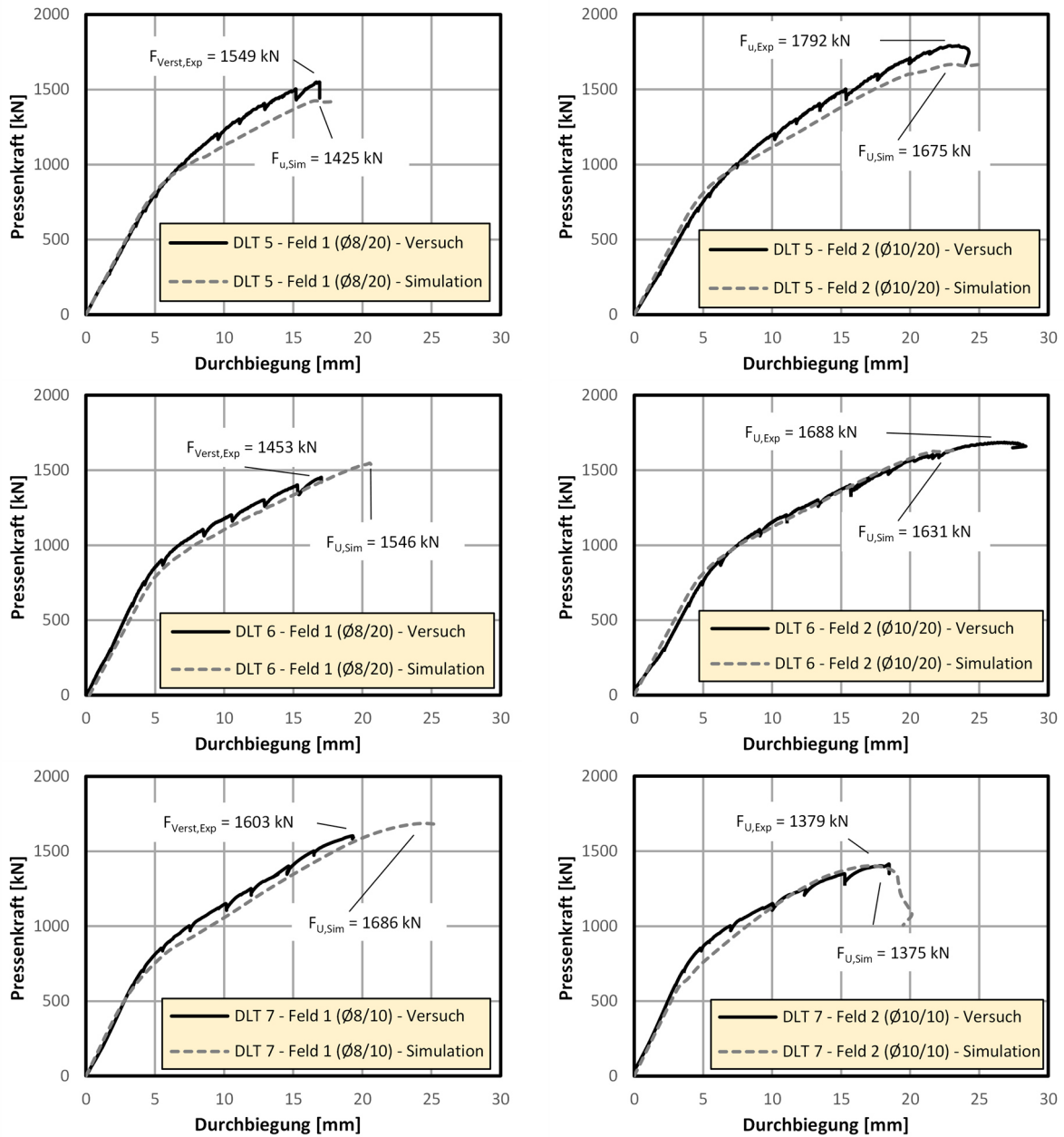


Bild 5-40: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse der numerischen Simulation – DLT 5 – DLT 7

Bild 5-41 stellt eine Übersicht der Rissbilder aus den Simulationen der Versuchsträger DLT 5 bis DLT 7 jeweils im Bruchzustand des Teilversuches 2 dar. Die Simulationsergebnisse sind den jeweiligen Rissbildern der Versuchsträger gegenübergestellt.

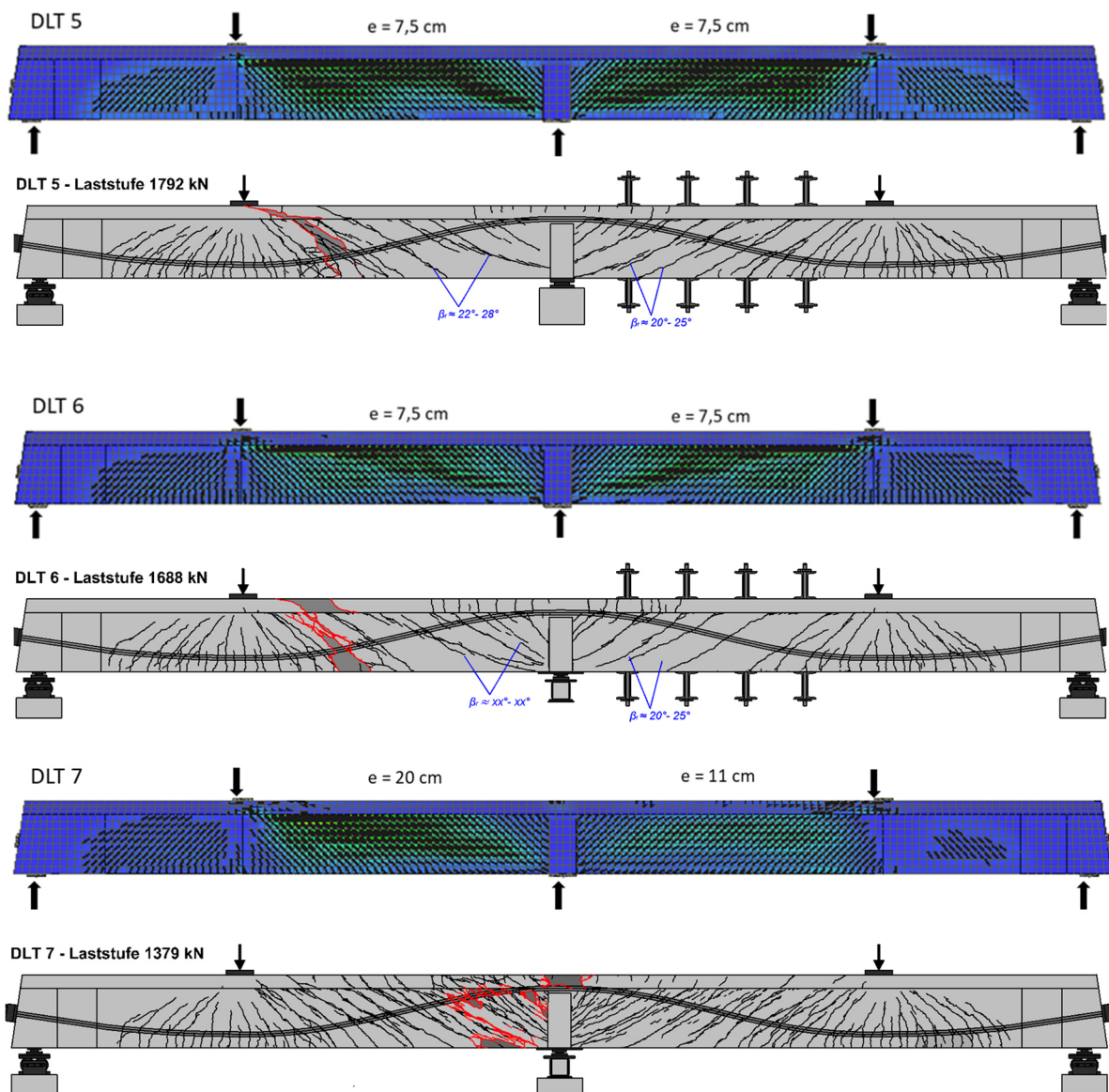


Bild 5-41: Gegenüberstellung der Rissbilder im Bruchzustand für die Versuchsträger unter Einzellasten DLT 5 - DLT 7): Versuch/Simulation

Während die Rissbilder im Bruchzustand bei den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 gut mit den im Versuch ermittelten Versagenszuständen übereinstimmen, stellt sich bei dem Versuchsträger DLT 7 in der Simulationsberechnung ein unterschiedliches Versagensverhalten dar. Bei den Versuchsträgern DLT 5 und DLT 6 trat das Versagen an der Lasteinleitungsstelle ein, was sich auch in den Simulationsberechnungen abzeichnet. Bei dem Versuchsträger DLT 7 ist der endgültige Bruch hingegen im Bereich der Innenstütze eingetreten, während sich in der Simulationsberechnung ein Versagen an der Lasteinleitung abzeichnet. Daher ist hier eine weiterführende Analyse des genauen Versagenszustands im Rahmen der Parameterstudien in Kapitel 5.4 erforderlich.

**Streckenlastversuch DLT 8:**

Der Streckenlastversuch DLT 8 ist dadurch gekennzeichnet, dass sich die beiden Felder lediglich in der baulichen Durchbildung der Bügelbewehrung unterscheiden. Während das Feld 1 mit nach oben offenen Bügeln, die über die Querbewehrung geschlossen wurden, ausgeführt wurde, kamen für das konstruktiv stärker bewehrte Feld 2 geschlossene Bügel nach Norm zum Einsatz. Diese feldweise unterschiedliche bauliche Durchbildung der Bügelbewehrung wurde auch im Rahmen der numerischen Simulation berücksichtigt. Wie in Bild 5-42a dargestellt, wurde die Geometrie der oben offenen Bügel, die durch die Querbewehrung der Gurtplatte geschlossen werden im Modell realisiert. Demgegenüber wurden im Feld 2 durch Steckbügel mit einer entsprechenden Übergreifungslänge nach Norm geschlossene Bügel modelliert (Bild 5-42b).

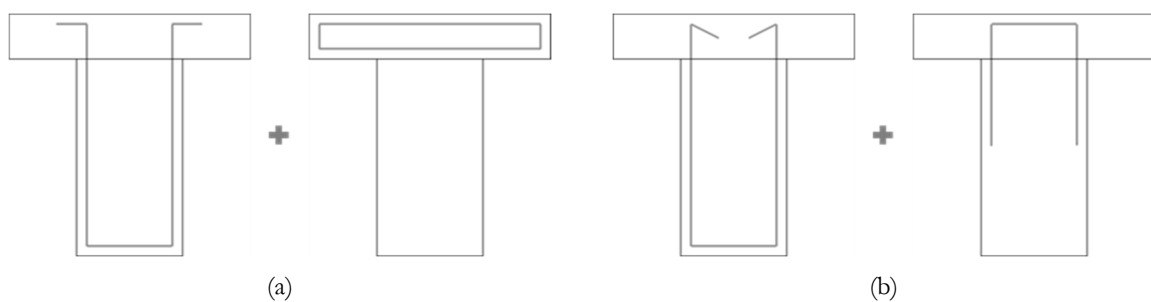


Bild 5-42: Modellierung der Bügelbewehrung: (a) Feld 1 – oben offene Bügel, (b) Feld 2 – geschlossene Bügel

Während im Versuch keine Unterschiede hinsichtlich der Tragfähigkeit festgestellt werden konnten, wird anhand der Last-Verformungskurven in Bild 5-43 deutlich, dass sich das vermeintlich schwächer bewehrte Feld 1 geringfügig weicher verhält. Für beide Felder konnte die Versuchstraglast allerdings in guter Übereinstimmung mit der Versuchstraglast abgebildet werden.

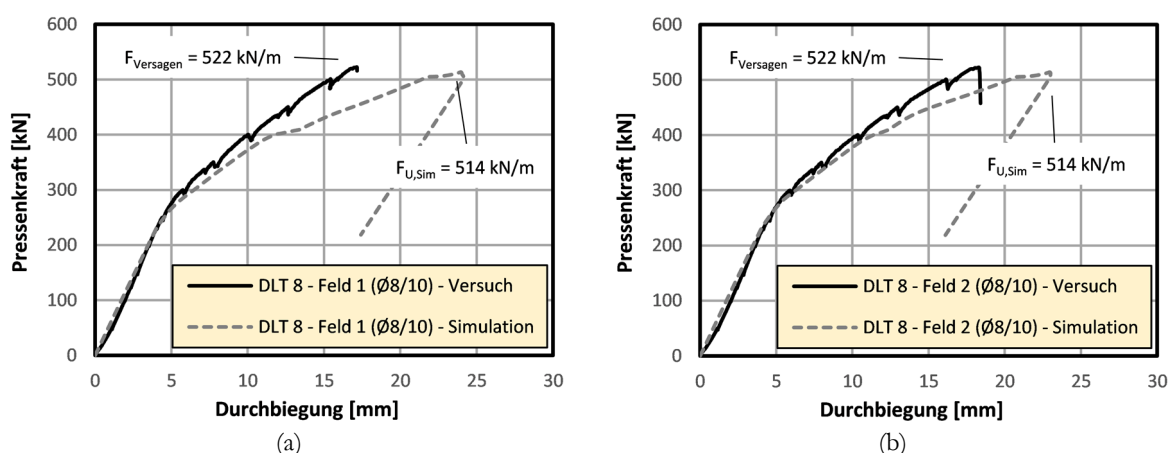


Bild 5-43: Versuchsträger DLT 8: Gegenüberstellung Versuch - Ergebnisse der numerischen Simulation:

In Bild 5-44 ist das Rissbild der nichtlinearen Simulationsberechnung dem Rissbild des Versuchsträgers jeweils kurz vor dem endgültigen Versagen gegenübergestellt. In beiden Darstellungen laufen die Schubrisse dabei schräg auf das Mittelauflager zu und es bilden sich ausgeprägte Schubrisse. Im Feldbereich stellen sich hauptsächlich Biegerisse ein.

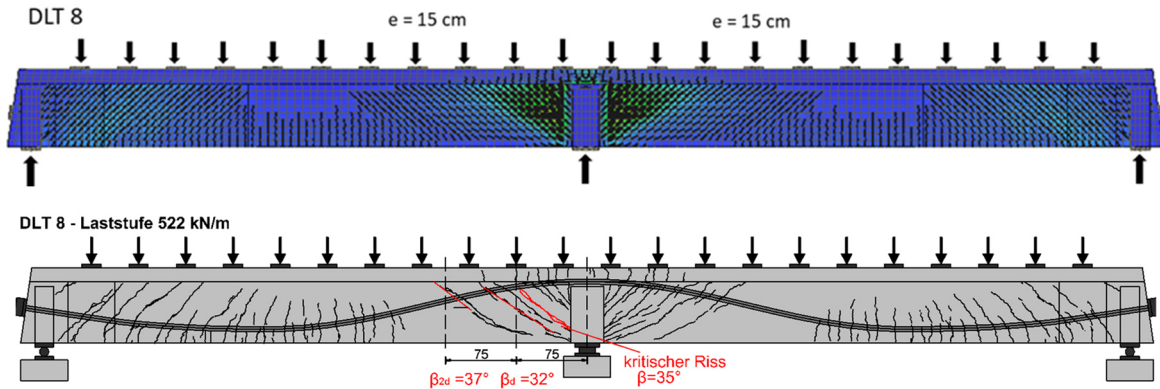


Bild 5-44: Rissbildung unterschiedlicher Laststufen - Simulation DLT 8

Wie in Bild 5-45 dargestellt, wiesen die Bügel des Versuchsträgers DLT 8 bei Erreichen der Traglast sowohl im Versuch als auch in der Simulation an der Vorderseite im Bereich des Mittelauflegers große Dehnungen auf. Hier wurde die elastische Dehnung infolge der Überlagerung der Schubspannungen aus Querkraft und Torsion deutlich überschritten. Die Dehnungen auf der Trägerrückseite sind im Vergleich zur Vorderseite gering, da sich hier die Schubspannungen aus Querkraft und Torsion gegenseitig aufheben (vgl. Kapitel 3.1).

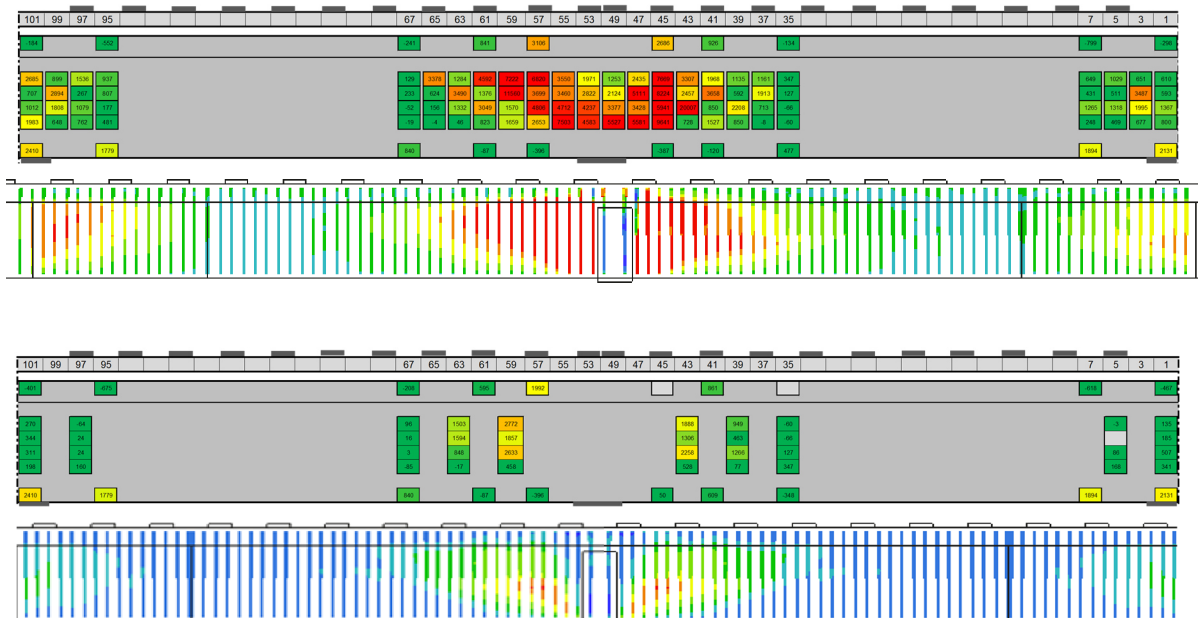


Bild 5-45: Bügeldehnungen DLT 8 im Vergleich (schematisch) – Versuch/Simulation:  
oben - Vorderseite, unten - Rückseite

Infolge der plastischen Dehnungen der Bügelbewehrung kam es im Versuch zu einem sekundären Betonversagen der Druckstreben, welches sich durch ein Abplatzen der seitlichen Betondeckung bemerkbar machte. Die primäre Versagensursache stellte das Fließen der Bügel dar. Dieses Versagen bildete sich auch bei der numerischen Simulation ab. Wie in Bild 5-46 zu erkennen, beginnen die ersten Bügel ab einer Belastung von 400 kN/m zu fließen. In den Darstellungen der Simulation wird das Erreichen der Fließdehnung analog zu den analytischen Auswertungen der Bügeldehnungen durch die Farbe Rot gekennzeichnet.

Darüber hinaus ist anhand der Dehnungsentwicklung in Bild 5-46 deutlich zu erkennen, dass die geschlossenen Bügel in Feld 2 erst bei einer höheren Laststufe ins Fließen kommen als die oben offenen Bügel in Feld 1. Auch hier spiegelt sich das geringfügig weichere Tragverhalten der über die Gurtplatte geschlossenen Bügel im Vergleich zur Ausbildung eines vollen Zugstoßes wider und bestätigt die Untersuchungen aus Kapitel 4.2.5.

Ab der Laststufe von 500 kN/m sind, wie auch im Versuch, die Bügel an der Vorderseite am Mittelaufleger am stärksten beansprucht und es kommt zum Bügelversagen infolge Überschreitung der Bruchdehnung.

Insgesamt konnte das Trag- und Verformungsverhalten des Streckenlastversuch DLT 8 in Rahmen der numerischen Versuchsnachrechnung mit der nichtlinearen FEM zufriedenstellend abgebildet werden. Wie auch bei den Versuchen unter Einzellast wird durch die Nachrechnung der Versuchsträger jedoch deutlich, dass eine genaue Analyse aller relevanten Merkmale des Tragverhaltens erforderlich ist, um sicherzustellen, dass für die anschließenden Parameterstudien ein sinnvoll kalibriertes FE-Modell vorliegt.

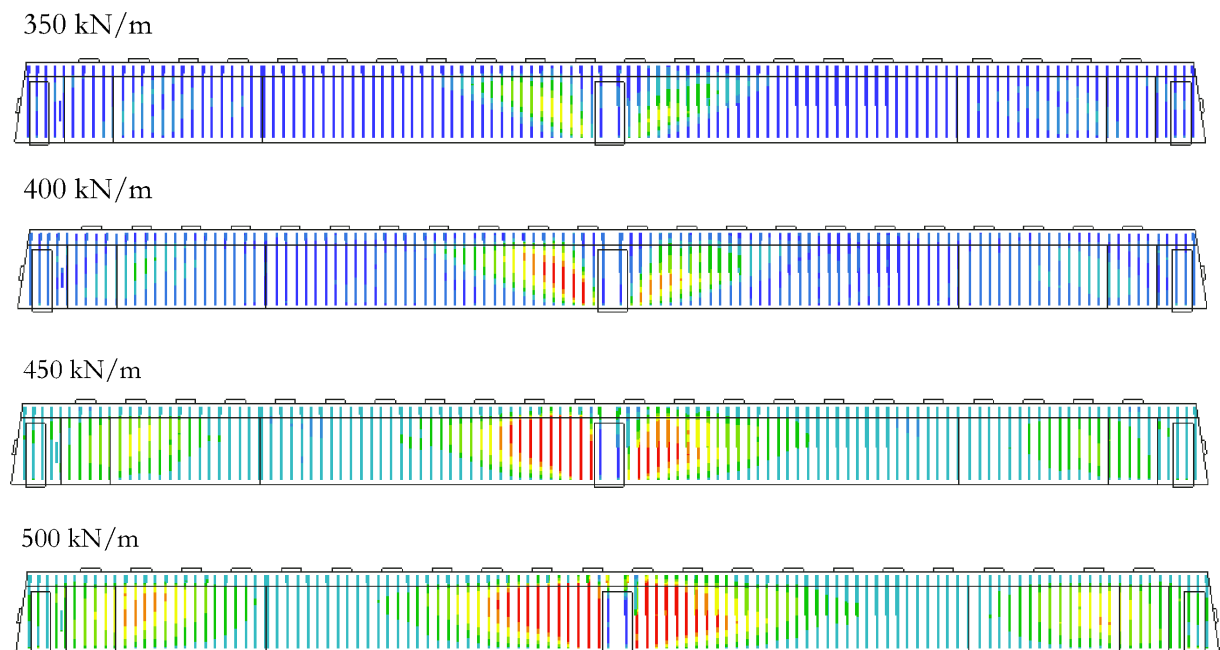


Bild 5-46: Bügeldehnungen für unterschiedliche Laststufen - Simulation DLT 8 – Vorderseite

Durch die Nachrechnung der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion konnte sowohl für die Einzellastversuche (DLT 5 bis DLT 7) als auch für den Streckenlastversuch (DLT 8) gezeigt werden, dass das Programmsystem ATENA in der Lage ist, die komplexen mechanischen Zusammenhänge abzubilden und somit die Möglichkeit für numerische Parameterstudien mit den zuvor kalibrierten FE-Modellen für die Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung bietet.

## 5.4 Numerische Parameterstudien

Im folgenden Kapitel werden numerische Parameterstudien basierend auf den zuvor kalibrierten FE-Modellen behandelt. Durch gezielte Variation einzelner Parameter, welche im Versuch nicht variiert werden konnten, wird in diesem Zuge deren Einfluss auf das Tragverhalten der Versuchsträger analysiert.

Es werden folgende Parameter gezielt variiert:

- M/T-Verhältnis,
- Betonzugfestigkeit,
- Betondruckfestigkeit,
- Einfluss der Stegbreite,
- Einfluss der Druckstrebenneigung.

Im Vordergrund der numerischen Parameterstudien steht stets die Verifikation des vorgestellten analytischen Ingenieurmodells als Näherungsverfahren zur realitätsnahen Ermittlung der Torsionslängs- und Bügelbewehrung bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Zuge der Nachrechnung von Spannbetonträgern.

### 5.4.1 Einfluss des M/T-Verhältnisses

Um den Einfluss des M/T-Verhältnisses näher zu betrachten, werden im Rahmen dieser Untersuchungen FE-Simulationen an zwei Trägern durchgeführt, in denen die Exzentrizität gezielt variiert wird. Hierdurch ändert sich das einwirkende Torsionsmoment bei gleichbleibendem Biegemoment, wodurch in der Folge das M/T-Verhältnis variiert wird.

Zunächst wird der Versuchsträger DLT 7 betrachtet. Wie in Kapitel 4.6.2 beschrieben, wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen die Tragfähigkeit von Feld 2 im Vergleich zum Referenzversuch unterschritten, da die Exzentrizität im Versuch von planmäßig 15 cm auf 20 cm erhöht wurde. Im Rahmen der numerischen Parameterstudien besteht nun die Möglichkeit, zu überprüfen, ob der Versuchsträger mit der geringeren Exzentrizität von 15 cm im Hinblick auf den Referenzversuch besser abgebildet werden kann.

Im Anschluss werden auf Grundlage der Modelle des DLT 5 (Einzellasten) und DLT 8 (Streckenlasten) unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion die Auswirkungen einer größeren Exzentrizität und damit verbundenen steigenden Torsionsbeanspruchung auf das Tragverhalten analysiert.

### DLT 7 – Feld 2

Die Last-Verformungs-Kurven des untersuchten Modells sind in Bild 5-47 dargestellt. Die Reduzierung der Exzentrizität führt neben einer Vergrößerung der Traglast dazu, dass der Übergang in den Zustand II später beginnt. Die Steifigkeit im Zustand II ist bei allen LV-Kurven genau wie im Zustand I identisch mit der Versuchskurve.

Der Versuchsträger DLT 7-2 wurde gemäß dem vorgeschlagenen Modell aus Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 für eine Exzentrizität von 15 cm bemessen und im Versuch mit einer gegenüber der Bemessung um 5 cm größeren Exzentrizität belastet, um etwaige Tragreserven zu untersuchen. Die Traglast konnte allerdings nicht auf das Niveau des Referenzversuchsträgers heranreichen und lag 14 % unter der Ziellast des Referenzversuchs. Ausreichende Tragreserven zur Aufnahme der zusätzlichen Torsion aus einer 5 cm größeren Exzentrizität konnten mit dem Versuch somit nicht nachgewiesen werden. Im Rahmen der numerischen Parametervariation ist es nun möglich, die Exzentrizität auf die zugrunde gelegten 15 cm zu reduzieren, um die Ziellast des Referenzversuchs zu erreichen und somit das vorgeschlagene Bemessungsmodell zu verifizieren.

Die Ergebnisse der Parameterstudie zur Verringerung der Exzentrizität sind in Tabelle 5-4 zusammengefasst und bestätigen die Annäherung an die Zieltraglast des Referenzversuchsträgers.

Tabelle 5-4: Variation der Exzentrizität – DLT 7-2

Parameterstudie	Art der Belastung	Exzentrizität [cm]	Traglast [kN]	Referenztraglast [kN]	$\Delta$ [%]
DLT 7-2		20,0	1375	1603	-14,2
DLT 7-2-E2	Einzellast	17,5	1452	1603	-9,4%
DLT 7-2-E3		15,0	1549	1603	-3,4

Bei der Simulationsrechnung mit der geplanten Exzentrizität von 15 cm wird die Zieltraglast des Referenzversuchsträgers um lediglich 3,4 % unterschritten. Durch diese Nachrechnung kann gezeigt werden, dass der Versuchsträger DLT 7-2 mit der, für eine Exzentrizität von 15cm bemessene Bewehrung, die angestrebte Referenzversuchstraglast erreicht (Bild 5-47).

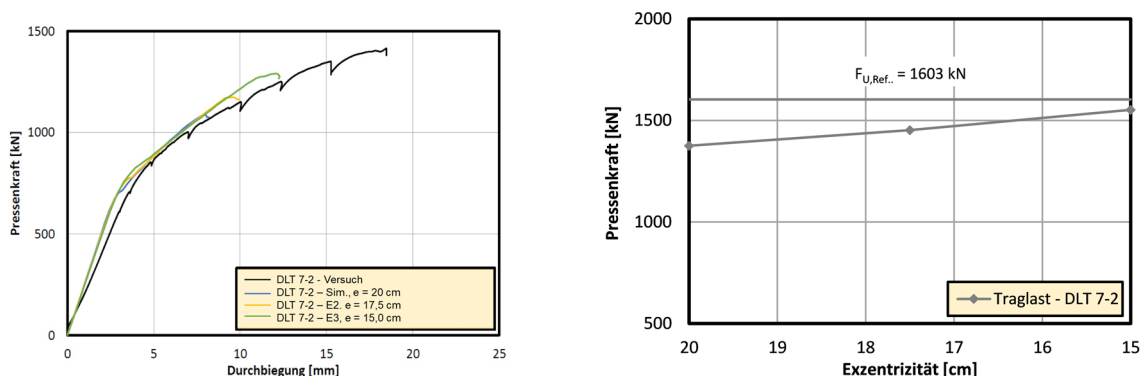


Bild 5-47: Darstellung der Last-Verformungs-Kurven für unterschiedliche Exzentrizitäten (DLT 7-2)

**DLT 5**

Zur weiteren Untersuchung des  $M/T$ -Verhältnisses wird der Versuchsträger DLT 5 im ersten Teilversuch mit bekannter Versuchstraglast betrachtet. Im ersten Schritt wird lediglich die Exzentrizität vergrößert ohne die Bewehrung entsprechend den in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgestellten Bemessungsmodellen anzupassen. Sowohl die Torsionslängs- als auch die Torsionsbügelbewehrung werden, wie für die ursprüngliche Bemessung mit einer Exzentrizität von  $e = 7,5$  cm beibehalten. Daher ist ein signifikanter Abfall der Tragfähigkeit bei steigender Exzentrizität durch die fehlende zusätzliche Torsionslängs- und Torsionsbügelbewehrung, infolge der ansteigenden Torsionsbeanspruchung, zu erwarten. Die untersuchten Modelle mit den variierenden Exzentrizitäten und daraus abgeleitet  $M/T$ -Verhältnissen könnten Tabelle 5-5 entnommen werden. Ausgehend von der ursprünglichen Exzentrizität des Versuchs von 7,5 cm wurde die Exzentrizität in 2,5 cm Schritten gesteigert.

Tabelle 5-5: Variation der Exzentrizität – DLT 5-1

Parameterstudie	Art der Belastung	Exzentrizität [cm]	$M/T$ [-]	Traglast [kN]	$\Delta$ [%]
DLT 5-1	Einzellast	7,5	12,7	1425	-
DLT 5-1-E2		10,0	9,5	1305	-8,4
DLT 5-1-E3		12,5	7,6	1216	-14,7
DLT 5-1-E4		15,0	6,3	1103	-26,1
DLT 5-1-E5		17,5	5,4	1012	-29,0
DLT 5-1 E6		20,0	4,7	946	-33,6

In Bild 5-48 sind die Traglasten in Abhängigkeit vom  $M/T$ -Verhältnis dargestellt, woraus ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen  $M/T$ -Verhältnis und Traglast erkennbar ist. Die Last-Verformungs-Kurven sind in Bild 5-48 gegenübergestellt. Während alle Kurven grundsätzlich dicht beieinanderliegen, beginnt vor allem die Rissbildung und damit der Übergang in den Zustand II mit steigender Exzentrizität früher, sodass es in der Folge zu einer geringeren Traglast in Verbindung mit einer deutlich reduzierten Duktilität kommt.

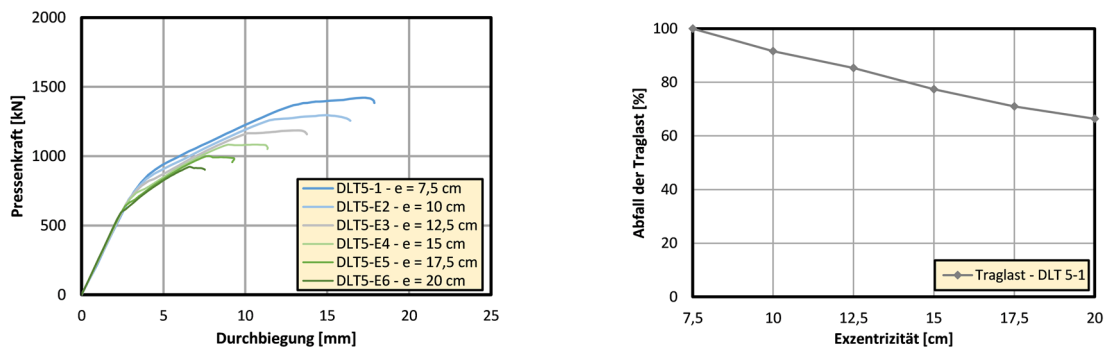


Bild 5-48: Darstellung der Last-Verformungs-Kurven für unterschiedliche Exzentrizitäten (DLT 5-1)

Aus der Parametervariation der Exzentrizität des Versuchsträgers 5-1 geht hervor, dass eine Vergrößerung der Exzentrizität und damit der Torsionsbeanspruchung zu einem direkten Abfall der Traglast führt. Diese Untersuchungen bestätigen die Erkenntnisse aus dem Versuchsträger DLT 7-2, bei dem die Exzentrizität im Versuch um 5cm gegenüber der Bemessung vergrößert wurde. Es zeigt sich auch im Rahmen dieser Parametervariation, dass keine ausreichenden Tragreserven zur Aufnahme einer größeren zusätzlichen Torsion aus einer unplanmäßig großen Exzentrizität vorhanden sind.

In den folgenden Parametervariationen ist es von Interesse, ob trotz Vergrößerung des  $M/T$ -Verhältnisses bei gleichzeitiger Anpassung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung entsprechend dem in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgestellten Bemessungsmodell wieder die Zieltraglast des jeweiligen Referenzversuchsträgers erreicht werden kann. Aus diesem Grund wird erneut für den Versuchsträger DLT 5-1 die Exzentrizität und folglich das  $M/T$ -Verhältnis vergrößert, allerdings wird bei jeder Vergrößerung der Exzentrizität eine entsprechende Anpassung der Bügel- und Längsbewehrung anhand des in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgestellten Bemessungsmodells vorgenommen. Die Variationsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 5-6 zusammengefasst.

Tabelle 5-6: Variation der Exzentrizität mit Anpassung der Bewehrung – DLT 5-1

Parameterstudie	Exzentrizität [cm]	$M/T$ [-]	Bügelbewehrung je Bügelschenkel [cm <sup>2</sup> /m]	zus. Torsions- längsbewehrung [cm <sup>2</sup> ]	Traglast [kN]	$\Delta$ [%]
DLT 5-1	7,5	12,7	3,80	13,06	1425	-
DLT 5-1-E7	10,0	9,5	4,59	17,29	1401	-1,68
DLT 5-1-E8	15,0	6,3	6,19	25,93	1389	-2,53
DLT 5-1-E9	20,0	4,7	7,78	34,57	1301	-8,70

Aus den Ergebnissen ist eindeutig zu erkennen, dass durch eine entsprechende Anpassung der Bewehrung wieder die Zieltraglast des jeweiligen Referenzversuchsträgers erreicht werden kann. Während für die alleinige Vergrößerung der Exzentrizität ein deutlicher Tragfähigkeitsabfall infolge früher einsetzender Rissbildung aus den Simulationsberechnungen zu erkennen war (Bild 5-48), ist das Tragverhalten der Simulationsrechnungen aus der Parametervariation mit Anpassung der Bügel- und Längsbewehrung nahezu identisch zur ursprünglichen Simulation der Trägers DLT 5-1. Wie in Bild 5-49 zu erkennen, resultiert bis zu einer Exzentrizität von  $e = 15$  cm kein nennenswerter Abfall der Tragfähigkeit. Damit kann das in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgeschlagene Bemessungsmodell für die Versuchsträger unter Einzellasten bestätigt werden. Ab einer Exzentrizität  $> 15$  cm kommt es zu einem Abfall noch unter 10 % der Tragfähigkeit, allerdings handelt es sich bei Exzentrizitäten  $> 15$  cm um  $M/T$ -Verhältnisse  $< 10$ , die für reale Verhältnisse von Plattenbalkenbrücken nicht relevant sind (vgl. Kapitel 3.3).

Ob sich dieser Zusammenhang auch für einen Versuchsträger unter Streckenlasten herleiten lässt, was der realen Belastung von Brückentragwerken deutlich näherkommt, wird in der folgenden Parametervariation untersucht.

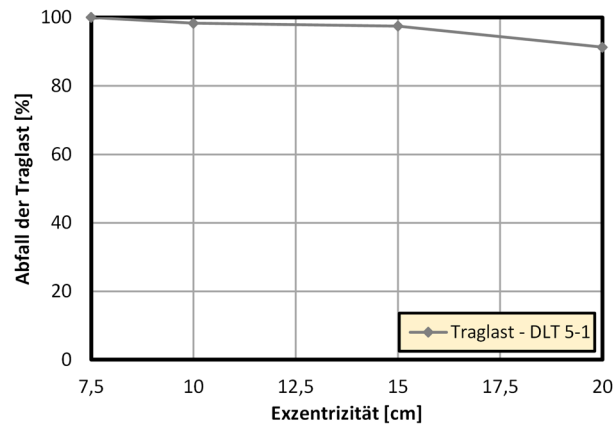


Bild 5-49: Abfall der Tragfähigkeit für unterschiedliche Exzentrizitäten unter Anpassung der Bügel- und Längsbewehrung (DLT 5-1)

### DLT 8

Bei dem numerischen Modell des Trägers DLT 8 wurden die Exzentrizitäten ebenfalls in Schritten von 2,5 cm erhöht. Auf Grund der unterschiedlichen Torsionslagerung sowie der Belastung aus Streckenlasten bewegen sich die resultierenden  $M/T$ -Verhältnisse in ähnlichen Bereichen, wie bei dem Versuch unter Einzellasten DLT 5, sodass eine Vergleichbarkeit gegeben ist. Auch für die Simulation des Versuchsträgers DLT 8 wurde bei jeder Vergrößerung der Exzentrizität eine entsprechende Anpassung der Bügel- und Längsbewehrung entsprechend dem vorgeschlagenen Bemessungsmodell in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 vorgenommen. Die Variationsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 5-7 zusammengefasst.

Tabelle 5-7: Variation der Exzentrizität mit Anpassung der Bewehrung - DLT 8

Parameterstudie	Art der Belastung	Exzentrizität [cm]	$M/T$ [-]	Traglast [kN/m]	$\Delta$ [%]
DLT 8		15,0	9,6	514	-
DLT 8-E2	Streckenlast	17,5	8,5	490	-4,67
DLT 8-E3		20,0	7,4	470	-8,56
DLT 8-E4		22,5	6,7	440	-14,40

Auch für die Simulation des Trägers unter Streckenlasten DLT 8 nimmt die Traglast bei entsprechender Anpassung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung, im Gegensatz zu den Parameterstudien bei reiner Vergrößerung der Exzentrizität (vgl. DLT 5-1) ohne gleichzeitige Anpassung der Bewehrung, nur geringfügig ab. Unabhängig vom  $M/T$ -Verhältnis stellen sich nahezu identische Last-Verformungskurven der Simulationsrechnungen ein. Die Last-Verformungs-Kurven der Simulationen sind in Bild 5-50 dargestellt. Während bei den Einzellastversuchen eine Veränderung des Übergangs von Zustand I in Zustand II zu beobachten war, stellt sich bei dem Streckenlastversuch unter steigender Exzentrizität eine Änderung deutlich nach Überschreiten der Streckgrenze ein. Während die Traglast in den Variationen bis zu einer Exzentrizität von  $e = 20$  cm um weniger als 10 % von der ursprünglichen Versuchsnachrechnung abweicht, nimmt der Traglastabfall ab einer Exzentrizität  $e > 20,0$  cm stärker zu.

Auch bei dem Träger DLT 8 handelt es sich bei Exzentrizitäten von  $e > 20$  cm allerdings um  $M/T$ -Verhältnisse, die außerhalb der realen Verhältnisse von Plattenbalkenbrücken liegen (vgl. Kapitel 3.3). Mit zunehmender Torsion nimmt in der Tendenz die Genauigkeit des in Kapitel 3.2.4 vorgeschlagenen Näherungsverfahrens ab. Daher soll es nur bei überwiegender Biegung angewendet werden ( $M/T \geq 8$ ).

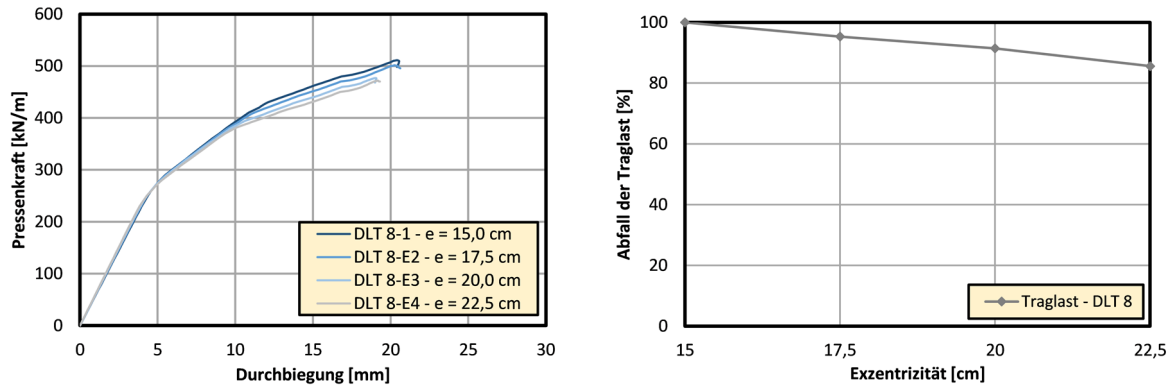


Bild 5-50: Darstellung der Last-Verformungs-Kurven für unterschiedliche Exzentrizitäten (DLT 8)

### 5.4.2 Einfluss der Betonzugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons spielt im Materialmodell bei der Simulation der Versuche eine wichtige Rolle. Durch das Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es zur Rissbildung und folglich zu einem Abfall der Steifigkeit sowie zur Aktivierung der Bewehrung auf Zug. Der Beton wirkt im Zustand II nur noch zwischen den Rissen im Rahmen des zugversteifenden Effekts (Tension Stiffening). Dieser Effekt beeinflusst die Steifigkeiten im Zustand II und dementsprechend auch das Trag- und Verformungsverhalten.

Ähnlich wie die Druckfestigkeit ist die Zugfestigkeit großen Streuungen unterworfen und lässt sich auf einfache Weise zudem nur indirekt durch die Ermittlung der Spaltzug- oder Biegezugfestigkeit bestimmen. Im Zuge der Großversuche wurde bei allen Versuchsträgern die Spaltzugfestigkeit ermittelt und gemäß DIN EN 1992-1-1 [31] mit dem Faktor 0,9 in die rechnerische einaxiale Zugfestigkeit umgerechnet. Im Rahmen dieser Sensibilitätsanalyse sollen dieser Ansatz überprüft und der Einfluss der Zugfestigkeit auf das Tragverhalten genauer untersucht werden. Grundlage für diese Analyse ist das Modell des Versuchsträgers DLT 5-1, bei dem die Zugfestigkeit kontinuierlich gesteigert wird. Tabelle 5-8 zeigt die im Zuge dieser Sensibilitätsanalyse untersuchten Zugfestigkeiten und die sich ergebenden Traglasten.

Tabelle 5-8: Variation der Zugfestigkeit DLT 5-1

Parameterstudie	Zugfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Verhältnis		Traglast [kN]	$\Delta$ [%]
		Zugfestigkeit/ Spaltzugfestigkeit	[-]		
DLT 5.1	2,46	0,9		1425	(-)
DLT 5.1-Z2	2,73	1,0		1501	(+5)
DLT 5.1-Z3	4,00	1,5		1680	(+18)
DLT 5.1-Z4	5,50	2,0		1798	(+26)
DLT 5.1-Z5	7,00	2,6		1875	(+32)

Die Traglasten nehmen mit steigender Zugfestigkeit des Betons zu, wobei die Bruchlast gegenüber dem Ausgangsmodell bei 2,6-facher Zugfestigkeit um 32 % gesteigert werden konnte. In Bild 5-51 sind die Last-Verformungs-Kurven der einzelnen Simulationen dargestellt. Während der Zustand I vor Rissbildung erwartungsgemäß identisch verläuft, erfolgt die Bildung erster Biegerisse im Feldbereich mit steigender Zugfestigkeit bei immer höheren Belastungsstufen. Dementsprechend findet der Übergang in den gerissenen Zustand II später statt als im Ausgangsmodell, wie in den Last-Verformungs-Kurven zu beobachten. Mit zunehmender Zugfestigkeit werden nicht nur die ungerissenen Bereiche größer, gleichzeitig steigt ebenfalls die Steifigkeit im Zustand II, da die Berücksichtigung des „Tension Stiffening“ Faktors in ATENA auf Grundlage der angegebenen Zugfestigkeit berechnet wird.

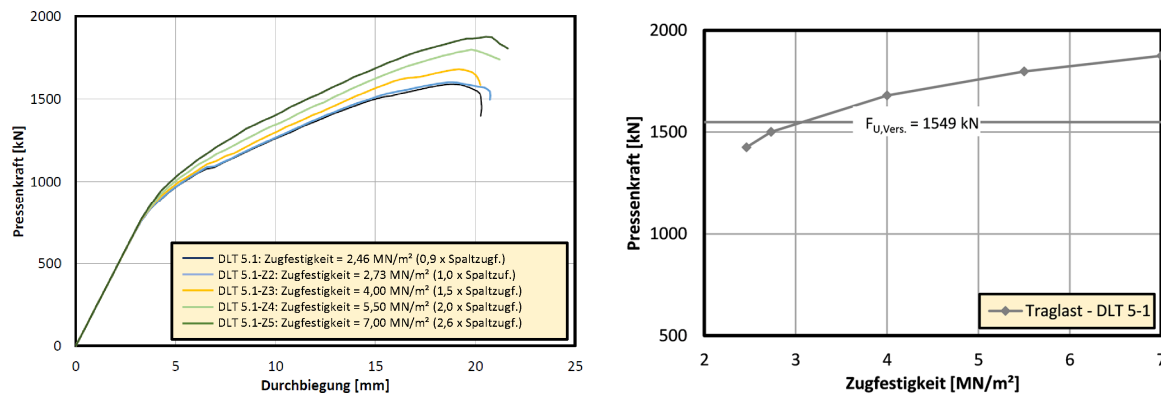


Bild 5-51: Darstellung der Last-Verformungs-Kurven für unterschiedliche Betonzugfestigkeiten (DLT 5-1)

### 5.4.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Stegbreite

Bei dem Referenzversuchsträger DLT 4 konnte die Zieldruckfestigkeit eines Betons der Festigkeitsklasse C30/37 aufgrund einer mangelhaften Betonqualität nicht erreicht werden. Bei dem Versuchsträger DLT 8 unter kombinierter Beanspruchung wurde die angestrebte Druckfestigkeit hingegen deutlich überschritten. Im Rahmen der Versuchsnachrechnung in Kapitel 5.3.3 konnte gezeigt werden, dass eine mangelhafte Betondruckfestigkeit zu ungünstigeren Ergebnissen in der Simulation führt (DLT 4), während die höhere Betondruckfestigkeit zufriedenstellende Ergebnisse für die Versuchsnachrechnung liefert (DLT 8). Im Referenzversuch (DLT 4) kam es bereits bei einer Belastung von 350 kN/m zum Fließen der Bügelbewehrung und bei einer Belastung von 413 kN/m stand das Versagen unmittelbar bevor. Bei dem Versuchsträger DLT 8 kamen die Bügel erst ins Fließen, als die Traglast des Referenzversuchsträgers DLT 4 bereits erreicht war. Daher konnte die Traglast des Referenzversuchsträgers DLT 4 nicht nur erreicht, sondern sogar deutlich überschritten werden und das angewendete Bemessungsmodell für die zusätzliche Torsionsbewehrung bestätigt werden. Aufgrund der deutlich abweichenden Betoneigenschaften ist die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse allerdings kritisch zu hinterfragen.

Daher ist es im Rahmen der nichtlinearen Simulationsberechnungen von Interesse, den Einfluss der unterschiedlichen Betoneigenschaften auf die Versuchsergebnisse zu quantifizieren. Zu diesem Zweck wird durch gezielte Variation der Betondruckfestigkeit (DF) zunächst des Referenzversuchsträgers DLT 4 überprüft, ob sich die Simulationsergebnisse mit höherer Betondruckfestigkeit an die Referenztraglast des Versuchsträgers DLT 8 annähern. Die zugehörige Betonzugfestigkeit wurde im Rahmen der Kalibrierung beider Modelle überprüft. Der Einfluss hat sich für die jeweiligen Modelle als vernachlässigbar herausgestellt und die zugehörige Betonzugfestigkeit wird bei den hier dargestellten Betrachtungen nicht weiter variiert.

Wie bereits im Rahmen der Versuchsnachrechnung in Kapitel 5.3.2 gezeigt, waren die Simulationsergebnisse der Nachrechnung des Versuchsträgers DLT 4 im ersten Schritt nicht zufriedenstellend, was auf die Umschnürungswirkung der stark bewehrten Druckzone über dem Mittelaufleger, die im Beton für einen dreidimensionalen Druckspannungszustand und somit zu einer deutlichen Erhöhung der aufnehmbaren Betondehnungen geführt hat, zurückzuführen war. Da diese Umschnürungswirkung in der FE-Simulation in dieser Form nicht abzubilden war, wurde die höhere aufnehmbare Betondehnung näherungsweise durch eine lokal begrenzte höhere Betondruckfestigkeit im Bereich des Mittelauflegers abgebildet, was zu einer deutlichen Verbesserung der Ergebnisse führte (vgl. Kapitel 5.3.2). Im weiteren Schritt ist nun von Interesse, ob die Erhöhung der Betondruckfestigkeit auf das Niveau des Versuchsträgers DLT 8 eine Annäherung an die zugehörige Versuchstraglast bedeutet.

Darüber hinaus wurde, um das gegenüber den Referenzversuchen zusätzliche Torsionsmoment besser aufnehmen zu können sowie zur Vermeidung eines Versagens der Betondruckzone am Mittelaufleger, die Stegbreite für die Versuche DLT 5 bis DLT 8 unter kombinierter Beanspruchung auf 35 cm erhöht. Von Interesse ist daher, inwieweit die Stegbreite (SB) bei dem Versuchsträger DLT 8 zusätzlich zum Einfluss der Druckfestigkeit das Tragverhalten bzw. die Versuchsergebnisse beeinflusst und somit Rückschlüsse auf die Abweichung zum Referenzversuch DLT 4 zulässt.

Eine Übersicht über die durchgeführten Simulationen geben Tabelle 5-9 und Tabelle 5-10. Während in Tabelle 5-9 die Versuchstraglast von DLT 4 als Ausgangsgröße durch die jeweiligen Simulationen der Versuchsträger DLT 8 und DLT 4 angenähert wird, zeigt Tabelle 5-10, dass auch die Annäherung an die Versuchstraglast von DLT 8 durch gezielte Parametervariation möglich ist.

Tabelle 5-9: Annäherung der Versuchstraglast DLT 4

Simulation	Stegbreite [m]	Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	zug. Zugfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Traglast (Simulation/Versuch)
DLT 4-1	0,30	26,8*	2,12	-1,21 % (408kN/m / 413kN/m)
DLT 4-SB	0,35	26,8	2,12	-0,72 % (410kN/m / 413kN/m)
DLT 8-DF	0,35	26,8	2,12	-1,21 % (408 kN/m / 413kN/m)
DLT 8-SB/DF	0,30	26,8	2,12	-3,25% (400kN/m / 413kN/m)

\*lokal begrenzte höhere Druckfestigkeit im Bereich der Innenstütze zur Berücksichtigung der höheren Betondruckdehnung aus vorhandener Umschnürungswirkung (vgl. Kapitel 5.3.2)

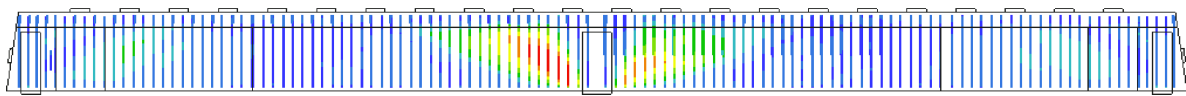
Tabelle 5-10: Annäherung der Versuchstraglast DLT 8

Simulation	Stegbreite [m]	Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	zug. Zugfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Traglast (Simulation/Versuch)
DLT 8-1	0,35	44,8	2,97	-1,53% (514kN/m / 522kN/m)
DLT 8-SB	0,30	44,8	2,97	-3,26% (505kN/m / 522kN/m)
DLT 4-DF	0,30	44,8	2,97	-16% (438kN/m / 522kN/m)
DLT 4-SB/DF	0,35	44,8	2,97	-4,98% (496kN/m / 522kN/m)

Die Untersuchung zeigt deutlich, dass die höhere Betonfestigkeit des Versuchs DLT 8 gegenüber dem Referenzversuch DLT 4 einen großen Einfluss auf das gesamten Tragverhalten und dementsprechend auch auf die Traglast hat. Anhand der Simulationen konnte gezeigt werden, dass die Rissbildung, das Fließen der Bügelbewehrung und folglich auch das Versagen durch die höhere Betondruckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt eintreten.

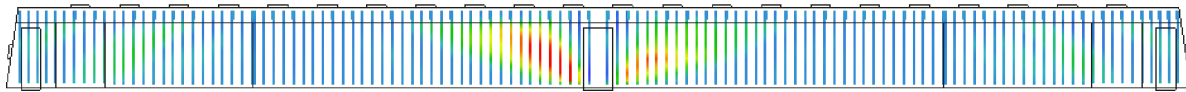
Auch der Einfluss der Stegbreite führt zu einem unterschiedlichen Tragverhalten, was hauptsächlich zu einem Abfall der Steifigkeit im Zustand II bei kleinerer Stegbreite führt. Dieses Verhalten wird auch durch die Analyse der Bügelbewehrung des Versuchsträgers DLT 8 untermauert. Sowohl bei einer Stegbreite von 30cm als auch bei einer Stegbreite von 35 cm kommt es zu einem ausgeprägten Fließen der Bügelbewehrung und dem damit verbundenen Steifigkeitsabfall. Wie Bild 5-52 jedoch zeigt, beginnen die Bügel bei gleicher Druckfestigkeit aber kleinerer Stegbreite deutlich eher zu fließen.

400 kN/m



a) Stegbreite 35cm

360 kN/m



b) Stegbreite 30cm

Bild 5-52: Gegenüberstellung der Biegeldehnungen DLT 8 (Beginn des Fließens), a) Stegbreite 35 cm, b) Stegbreite 30 cm

Insbesondere wird durch die geringere Stegbreite der Hebelarm zwischen den wirksamen Wandflächen im gerissenen Zustand II kleiner, wodurch die Bügelspannungen bei gleicher Belastung größer werden. Infolgedessen kommt es auch deutlich eher zum Fließen und folglich zum Versagen der Druckzone über der Innenstütze.

Im Hinblick auf das Bemessungsmodell für die zusätzliche Torsionsbeanspruchung ist festzustellen, dass die Traglast des Referenzversuchsträgers DLT 4 angenähert wird, wenn die Druckfestigkeit und die Stegbreite der Simulation der Druckfestigkeit und der Stegbreite des Referenzversuchsträgers entsprechen. Gleiches gilt für die Nachrechnung des Versuchsträgers DLT 8. Auch hier nähern sich Simulations- und Versuchsergebnisse an, je genauer die Betondruckfestigkeit und die Stegbreite übereinstimmen.

#### 5.4.4 Einfluss der Druckstrebenneigung

Die Wahl des Druckstrebenneigungswinkels ist für die Anwendung des vorgeschlagenen Bemessungsvorschlags für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion von entscheidender Bedeutung. Wie in Kapitel 2.3.3 erläutert, entscheidet die Wahl der Druckstrebenneigung  $\cot \theta$  über die Verteilung zwischen Torsionsbügel- und Torsionslängsbewehrung. Dies ist, wie auch bei dem Torsionsnachweis nach Norm im Rahmen der definierten Grenzen unter Ausnutzung des ersten Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie zulässig. Für die in Kapitel 4 beschriebenen eigenen Versuche wurde in Anlehnung an die Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung ein Druckstrebenneigungswinkel von  $\cot \theta = 2.5$  gewählt und die Bewehrung entsprechend dem in Kapitel 3.2.3 und Kapitel 3.2.4 beschriebenen Modell gewählt. Lediglich bei dem Versuchsträger DLT 7, bei dem ein feldweise unterschiedlicher Druckstrebenneigungswinkel zugrunde gelegt wurde, konnte die Rotation der Druckstrebe experimentell untersucht werden. Hier konnte das vorgestellte Bemessungsmodell im ersten Teilversuch auch für einen Druckstrebenneigungswinkel von  $\cot \theta = 1,88$ , durch Erreichen der Versuchstraglast des Referenzversuchsträgers unter reiner Querkraftbiegung, bestätigt werden.

Um der Frage, ob die Rotation der Druckstrebe bei statisch unbestimmten Systemen in den angegebenen Grenzen für das vorgeschlagene Bemessungsmodell bei kombinierter Beanspruchung möglich ist, weiter nachzugehen, werden im folgenden Kapitel im Rahmen einer Parametervariation am Streckenlastversuch DLT 8 mit bekannter Versuchstraglast unterschiedliche Verhältnisse von Torsionsbügel- zur Torsionslängsbewehrung jeweils in Abhängig von der gewählten Druckstrebenneigung gewählt und simuliert. Eine Übersicht über die Variationsparameter gibt Tabelle 5-11, in der neben der jeweils zugrundeliegenden Druckstrebenneigung für  $\cot \theta$  die jeweils erreicht Traglast der Simulation aufgeführt ist.

Tabelle 5-11: Parameterstudie DLT 5-2: Einfluss der gewählten Druckstrebenneigung

Simulation	Druckstrebenneigung $\cot \theta$	$\theta$ [°]	Traglast [kN/m]
DLT 8 – Sim.	2,5	22°	0 % (514 kN/m)
DLT 8-DS1	2,0	27°	-0,97 % (509 kN/m / 514 kN/m)
DLT 8-DS2	1,5	34°	-3,5 % (496 kN/m / 514 kN/m)
DLT 8-DS3	1,0	45°	-2,5 % (510 kN/m / 514 kN/m)

Anhand der numerischen Simulationsergebnisse für unterschiedliche rechnerische Werte für die Druckstrebenneigung kann für die hier durchgeführten Berechnungen bestätigt werden, dass eine Rotation der Druckstrebe im Rahmen der zulässigen Grenzen für das vorgestellte Bemessungskonzept möglich ist. Durch Variation der zugrundeliegenden Druckstrebenneigung und der daraus folgenden Bemessung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung wurde jeweils die Traglast der Referenzsimulation mit Abweichungen  $< 5\%$  erreicht werden. Durch diese gute Übereinstimmung aller durchgeführten Variationen wird deutlich, dass das vorgeschlagene analytische Modell zur Bemessung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion bei konsequenter Anwendung eine freie Wahl des Druckstrebenwinkels innerhalb der zulässigen Grenzen ermöglicht. Dies ist besonders im Hinblick auf eine Brückennachrechnung von Interesse, da wie in Kapitel 2.3.3 beschrieben durch mit der Wahl des Druckstrebenneigungswinkels und der damit einhergehenden Ausnutzung der Tragfähigkeit der Bewehrungszugstreben und der Betondruckstreben auf Basis des statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie die Verteilung der Bewehrung entscheidend beeinflusst werden kann.

### 5.5 Zusammenfassung zu den numerischen Berechnungen

Ziel der Versuchsnachrechnung und der Parameterstudien mit der nichtlinearen FEM war es, das Tragverhalten von Spannbetondurchlaufträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion näher zu analysieren. Zu diesem Zweck wurde zunächst das Werkstoffverhalten der beteiligten Materialien, insbesondere das Werkstoffverhalten von Beton, näher beleuchtet, um die Grundlage für die systematische Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 4 zu schaffen. Anhand des zur Verfügung gestellten Grundlagenwissens war es in der Folge möglich, das Materialmodell für das verwendete Programmsystem ATENA zu verifizieren und für die Versuchsnachrechnung zu kalibrieren (Kapitel 5.3.2 und Kapitel 5.3.3). Anschließend wurden die Versuchsträger mit dem Programm ATENA modelliert und anhand von Simulationsberechnungen nachgerechnet. Im Zuge der Nachrechnung konnte zunächst anhand der Referenzversuchsträger ohne zusätzliche Torsion und anschließend anhand der Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion eine gute Übereinstimmung zwischen nichtlinearer Simulationsberechnung und Versuch gezeigt werden.

Im Rahmen der anschließenden Parametervariation wurden unterschiedliche Einflussgrößen auf das Tragverhalten der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung untersucht. Zunächst wurden das M/T-Verhältnis für ausgewählte Versuchsträger variiert, wodurch eine deutliche Erweiterung der Datenbasis im Hinblick auf die Verifikation des vorgeschlagenen Bemessungsmodells erreicht wurde. Da bisher nur sehr wenige Großversuche an Spannbetondurchlaufträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion existieren ist eine Erweiterung der Datenbasis hinsichtlich unterschiedlicher M/T-Verhältnisse zur Absicherung der Modellgrenzen von entscheidender Bedeutung.

Im Anschluss folgte die Variation der Betonzugfestigkeit für den Versuchsträger DLT 5-1. Durch diese Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass der verwendete Ansatz der Zugfestigkeit als 0,9-fache Spaltzugfestigkeit gemäß Eurocode 2 das Tragverhalten zufriedenstellend abbildet, der Einfluss der Betonzugfestigkeit allerdings für die nichtlinearen Simulationsberechnungen nicht zu vernachlässigend ist.

Die Variation der Betondruckfestigkeit diente hauptsächlich der Überprüfung der Versuchsergebnisse der Streckenlastversuche DLT 4 unter reiner Querkraftbiegung und DLT 8 mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Der Versuchsträger DLT 4 unter reiner Querkraftbiegung stellte den Referenzversuch mit bekannter Versuchstraglast für den Versuchsträger DLT 8 dar, jedoch wichen die zugrundeliegenden Betondruckfestigkeiten im Versuch stark voneinander ab. Aus diesem Grund war die Verifikation des Bemessungsmodells kritisch zu hinterfragen. Durch gezielte Variation der Betondruckfestigkeit im Rahmen der Parameterstudie konnte jedoch eine Annäherung der Versuchstraglasten gezeigt werden, so dass die Verifikation des Bemessungsmodells auch für den Streckenlastversuch DLT 8 bestätigt werden konnte.

Insbesondere die Variation der Druckstrebenneigung konnten die Datenbasis im Hinblick auf die Verifikation des vorgeschlagenen Bemessungsmodells deutlich erweitern. Durch die gute Übereinstimmung der Ergebnisse konnte gezeigt werden, dass das vorgeschlagene analytische Modell zur Bemessung der

Torsionsbügel- und Längsbewehrung bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion bei konsequenter Anwendung eine freie Wahl des Druckstrebenwinkels innerhalb der zulässigen Grenzen ermöglicht.

Zusammenfassend konnte die Numerik im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit zielführend eingesetzt werden, um das Tragverhalten der eigenen Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion näher zu analysieren und das vorgeschlagenen Bemessungsmodell weiter zu verifizieren.



# 6 Zur Anwendung des Druckbogenmodells bei zusätzlicher Torsion

## 6.1 Einleitung

Bei dem in Kapitel 3.2.4 vorgestellten Näherungsverfahren zur Ausnutzung der Tragreserven der Spannglieder beim Nachweis der Torsionslängsbewehrung wird zunächst die nach Eurocode 2 erforderliche Torsionslängsbewehrung in eine äquivalente Torsionslängszugkraft  $N_{Ed,T}$  umgerechnet. Diese wird beim Nachweis der erforderlichen Bewehrung für das Biegemoment  $M_{Ed}$  im Schwerpunkt des Querschnitts zusätzlich mit angesetzt. Infolge dieser zusätzlichen Längszugkraft ändern sich beim Nachweis der erforderlichen Längsbewehrung gegenüber dem alleinigen Ansatz des Biegemoments die zugehörigen Dehnungen. Tatsächlich gehört aber zu der Torsionslängszugkraft in der Bewehrung eine gleich große Gegenkraft in Form einer Druckkraft auf den Beton, wobei diese beiden Kräfte eine Gleichgewichtsgruppe bilden. Dadurch entspricht beim Näherungsverfahren der fiktive Dehnungszustand infolge Biegemoment und zusätzlicher Längszugkraft alleine, ohne die gleichzeitige Gegenkraft als Druckkraft auf den Beton, nicht der physikalischen Wirklichkeit.

Allerdings entzieht sich die Gleichgewichtsgruppe aus gleich großer Zug- und Druckkraft einer Erfassung durch die technische Biegelehre, die auf der Grundlage ebenbleibender Querschnitte basiert.

Daher werden nachfolgend die tatsächlichen Dehnungszustände unter einer kombinierten Beanspruchung genauer analysiert, auch um der Frage nachzugehen, ob aus der Torsion ein Einfluss, beispielsweise auf den Druckbogenverlauf und den daraus resultierenden Betontraganteil  $V_{ccd}$  zu erwarten ist.

## 6.2 Allgemeines zum Druckbogenmodell bei kombinierter Beanspruchung

Im Hinblick auf die Anwendung des Druckbogenmodells bzw. des erweiterten Druckbogenmodells bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion ist, wie bereits auf Basis der experimentellen und theoretischen Untersuchungen in Kapitel 4 und Kapitel 5 thematisiert, bei der zusätzlich erforderlichen Torsionsbügelbewehrung kein entlastender Betontraganteil aus der Torsionstragwirkung zu erwarten. Für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken gemäß Stufe 2 oder Stufe 4 der NRR wird daher empfohlen, für die Nachweise der Torsionstragfähigkeit die erforderliche Bügelbewehrung zur Aufnahme der Torsion nach *DIN EN 1992-2* mit zugehörigem  $NA$  zu ermitteln und den Querkraftnachweis beispielsweise auf Grundlage des Fachwerkmodells mit Betontraganteil oder des DBM bzw. EDBM mit der verbleibenden Bügelbewehrung zu führen. Die verbleibende Bügelbewehrung ergibt sich aus der Gesamtbügelbewehrung abzüglich der Torsionsbügelbewehrung.

Die Torsionslängsbewehrung wird demgegenüber durch den Ansatz einer äquivalenten Torsionslängszugkraft, die beim Biegemoment zusätzlich berücksichtigt wird (siehe Kapitel 3.2.4), nachgewiesen, wodurch diese gegenüber der Torsionslängsbewehrung nach *DIN EN 1992-2* durch Aktivierung der Tragreserven von nicht voll ausgenutzten Spanngliedern reduziert werden kann.

### 6.3 Dehnungsverteilung im Querschnitt unter M+V+T

Im Hinblick auf die Anwendung des EDBM bei zusätzlicher Torsion stellt sich die Frage, ob ein Einfluss auf den Druckbogenverlauf aus der zusätzlichen Torsion bzw. aus der äquivalenten Torsionslängszugkraft berücksichtigt werden muss. Da der Druckbogenverlauf und der damit einhergehende Betontraganteil basierend auf der Dehnungsverteilung im Querschnitt berechnet wird, wäre unter diesem Blickwinkel zunächst analytisch betrachtet eine Veränderung des Druckbogenverlaufs bei zusätzlicher Berücksichtigung der äquivalenten Torsionslängszugkraft zu erwarten.

Bild 6-1 zeigt den Vergleich der Dehnungsverteilung infolge des Biegemoments für den Fall ohne und mit der zusätzlich angesetzten äquivalenten Torsionslängszugkraft. Wie zu erkennen ist, vergrößert die zusätzliche Längszugkraft die Zugdehnung für das negative Biegemoment am oberen Querschnittsrand deutlich, während die Druckdehnung am unteren Querschnittsrand sogar verringert werden kann, was abhängig von der Druckzonenhöhe ist.

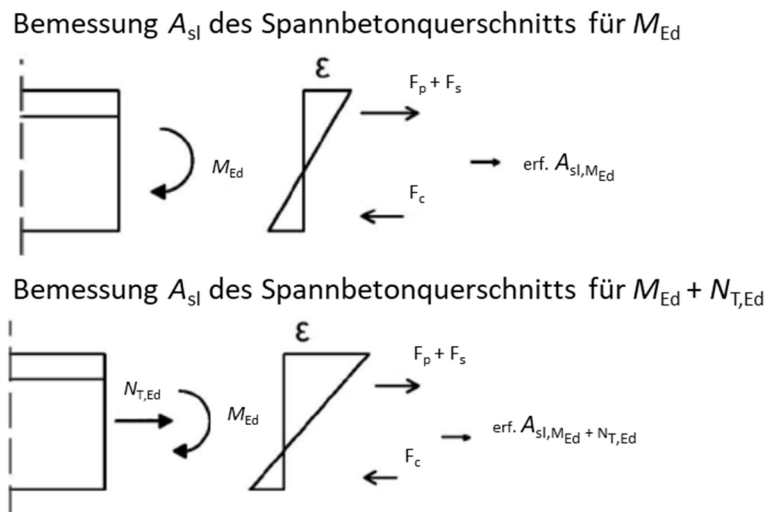


Bild 6-1 Dehnungsverteilung infolge Biegemoment  $M_{Ed}$  sowie bei zusätzlicher Berücksichtigung der äquivalenten Torsionslängszugkraft  $N_{T,Ed}$  (schematische Darstellung in Anlehnung an [44])

Durch den Ansatz der äquivalenten Torsionslängszugkraft im Schwerpunkt werden bei diesem Näherungsverfahren für den Nachweis der Torsionslängsbewehrung im Rahmen der Biegebemessung die Überdrückung der Biegedruckzone sowie die Reserven der auf Biegung nicht voll ausgenutzten Spannglieder berücksichtigt, was zu einer Reduzierung der erforderlichen Torsionslängsbewehrung führt. Für die Ermittlung des Druckbogenverlaufs zur Bestimmung des Betontraganteils für die Querkrafttragfähigkeit spiegelt die so ermittelte Dehnungsebene mit Torsionslängszugkraft jedoch nicht die realen im Querschnitt herrschenden Verhältnisse zutreffend wider, da zu der Längszugkraft in der Bewehrung eine gleich große Druckkraft im Beton gehört, die bei dieser Betrachtung (Bild 6-1) nicht eingeht.

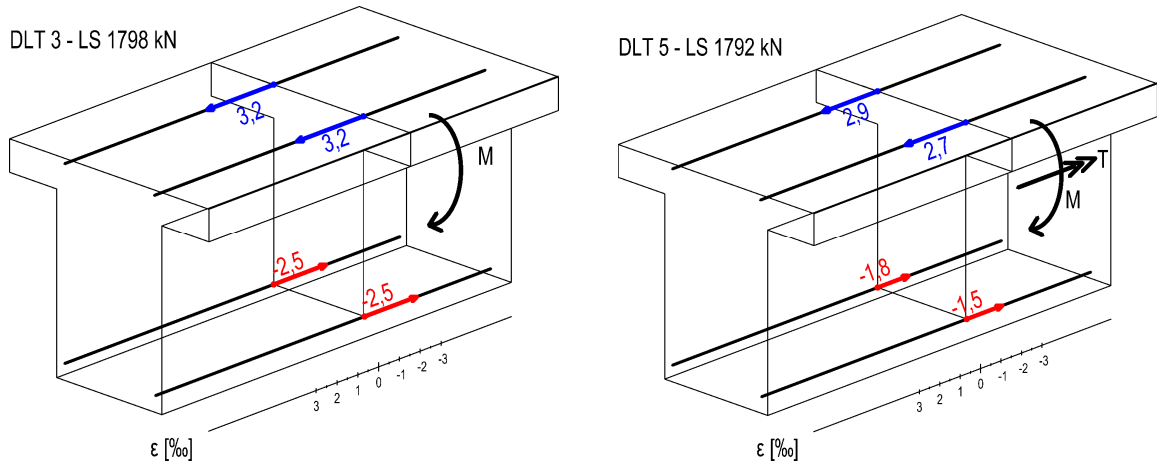
In Bild 6-2a) bis c) sind die nach drei verschiedenen Methoden ermittelten Dehnungszustände der Versuchsbalken DLT 3 und DLT 5 jeweils einmal unter reiner Querkraftbiegung (linkes Teilbild) und jeweils einmal unter kombinierter Beanspruchung (rechtes Teilbild) unter etwa gleich hohem Lastniveau dargestellt.

Das Bild 6-2a) enthält die beiden Dehnungsverteilungen basierend auf den gemessenen Dehnungen an der Längsbewehrung im Querschnitt über der Innenstütze. Während im linken Teilbild eine symmetrische Dehnungsebene erkennbar ist, verändern sich diese Dehnungen im rechten Teilbild unter der zusätzlichen Torsion auf beiden Seiten des Querschnitts infolge des Eigenspannungszustands aus Torsion unterschiedlich. Hierbei ist im Hinblick auf die Genauigkeit der Messwerte zu beachten, dass für die absolute Größe der Dehnungen die genaue Lage der DMS, wie z.B. der Abstand zum nächsten Riss von Einfluss ist. Daraus sind gewisse Unschärfen zu erwarten.

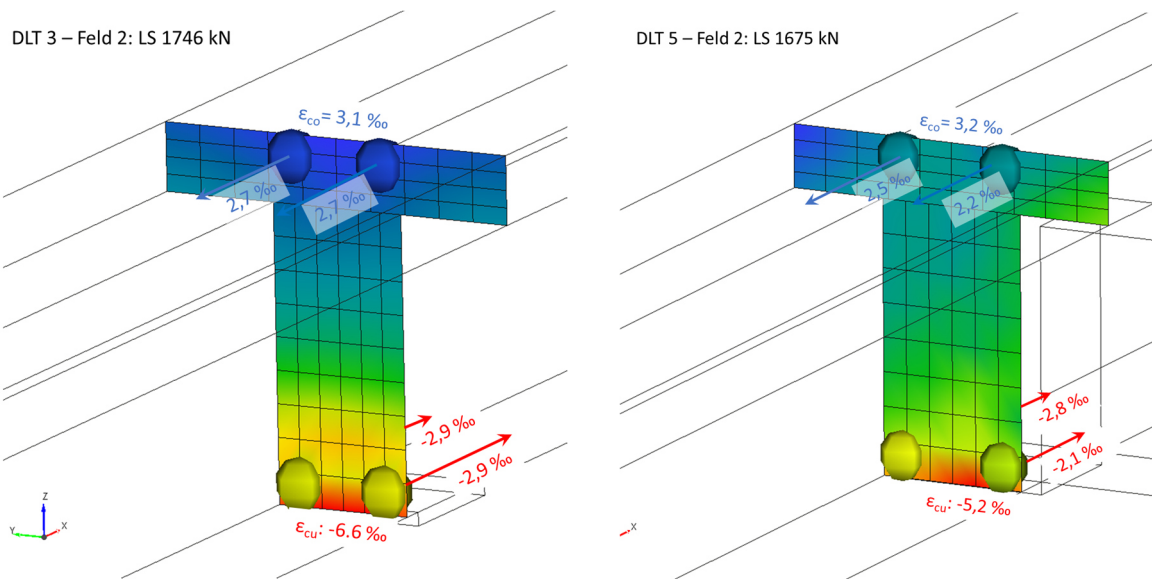
In Bild 6-2b) sind die entsprechenden Dehnungen aus der numerischen Simulation mit der nichtlinearen FEM dargestellt. Auch hier ist im linken Teilbild eine symmetrische Dehnungsebene zu erkennen, während im rechten Teilbild unter dem zusätzlichen Eigenspannungszustand infolge Torsion eine Änderung der Dehnungswerte analog zu Bild 6-2a) erfolgt. Aufgrund von Mess- und Modellgenauigkeiten (verschmierte Rissbildung statt diskreter Risse) stimmen die Absolutwerte der Dehnungen in Bild 6-2a) und Bild 6-2b) nicht genau überein. Qualitativ zeigt sich jedoch ein tendenziell ähnliches Verhalten.

Während bei den Dehnungsebenen in Bild 6-2a) und Bild 6-2b) sowohl die Längszugkraft als auch die gleich große Druckkraft auf den Beton infolge Torsion Berücksichtigung findet, enthält die Darstellung in Bild 6-2c) die Dehnungsebene gemäß dem Näherungsverfahren für den Nachweis der Längsbewehrung infolge Biegemoment und äquivalenter Torsionslängszugkraft, ohne die gleich große Gegendruckkraft auf den Beton zu berücksichtigen. Daher stellen sich im rechten Teilbild unter zusätzlicher Torsion wesentlich größere Dehnungen in der oberen Gurtbewehrung ein. Das lässt erwarten, dass das Näherungsverfahren konservativ ist, da hierbei rechnerisch eine größere Längszugkraft mit der Bewehrung abgedeckt wird als tatsächlich auftritt.

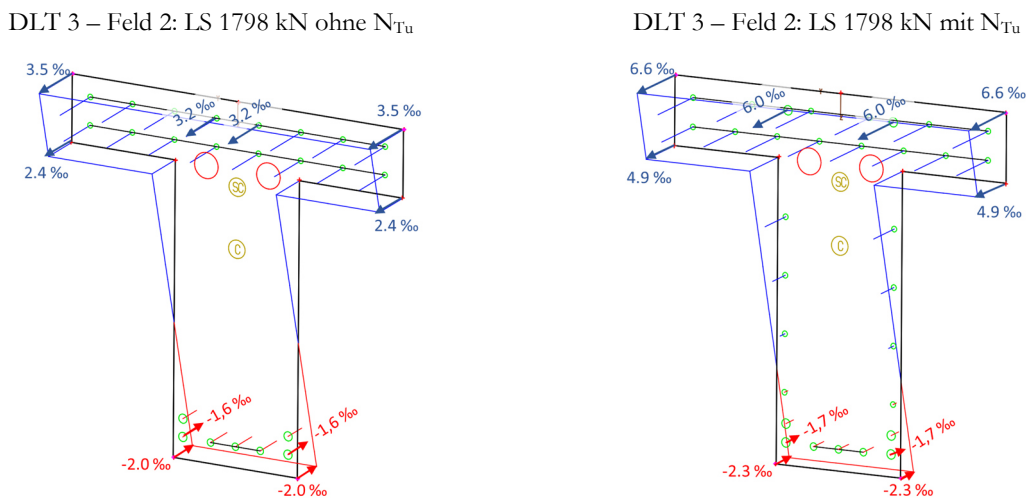
### 6.3 Dehnungsverteilung im Querschnitt unter M+V+T



a) Dehnungsverteilung auf der Grundlage von Messwerten in der Längsbewehrung



b) Dehnungsverteilung im FE-Modell



c) Dehnungsverteilung mit Querschnittsprogramm ermittelt

Bild 6-2: Vergleich der Dehnungsverteilung zwischen reiner Querkraftbiegung (DLT 3) und kombinierter Beanspruchung mit überwiegender Biegung (DLT 5)

Eine Verteilung der gemessenen Längsdehnungen ist auch bei den Versuchen an Stahlbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung von *Ojha* [89] zu finden. In Bild 6-3 ist die unterschiedliche Dehnungsverteilung für jede Trägerseite des unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion mit einem  $M/T$ - Verhältnis von 8,2 belasteten Rechteckbalkens dargestellt.

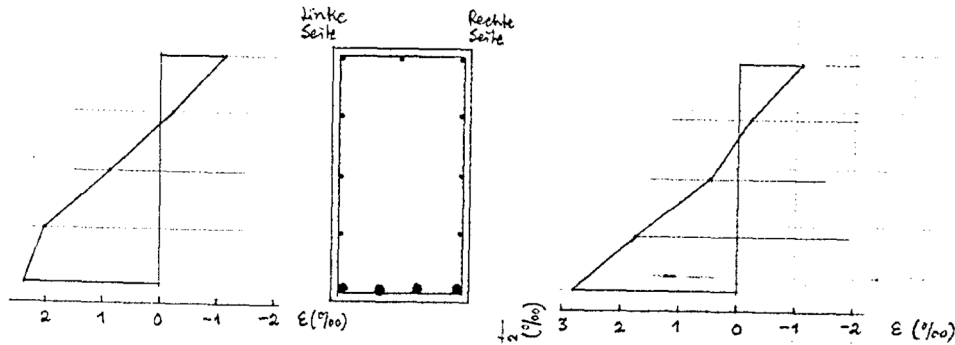


Bild 6-3: Dehnungsverteilung in der Längsbewehrung: bei  $T/T_U = 0,985$  – Balken QT 2.1 aus [89]

Zur Erhaltung des Gleichgewichts muss die zusätzliche Längszugkraft infolge Torsion in der Längsbewehrung durch eine gleichgroße Druckkraft im Beton ausgeglichen werden. Es entsteht also ein Eigenspannungszustand, bei dem die resultierende gesamte Normalkraft der inneren Kräfte aus Torsion im Querschnitt gleich Null ist und die aus der Torsionsbeanspruchung entstehenden Zugspannungen in der Bewehrung mit entsprechenden Druckspannungen im Beton im Gleichgewicht stehen. Durch diesen Eigenspannungszustand wird die Dehnungsverteilung im Querschnitt beeinflusst.

In diesem Zusammenhang ist von Interesse, ob bei einer Simulationsberechnung mit der nichtlinearen FEM und Auswertung des Druckbogenverlaufs durch Integration der Drucknormalspannungen, gemittelt über die Querschnittsbreite, in Anlehnung an *Gleich* [40] signifikante Unterschiede zwischen den Ergebnissen bei reiner Querkraftbiegung im Vergleich zu einer kombinierten Beanspruchung im Hinblick auf den Druckbogen auftreten, aufgrund der Veränderungen bei den Dehnungen.

Die Annahme, dass eine zusätzliche Torsion bei überwiegender Biegung keinen Einfluss hat, wird zumindest durch entsprechende nichtlineare FE-Berechnungen, aus denen der Druckbogenverlauf ermittelt wurde, basierend auf einer Versuchsreihe an Einfeldträgern mit Kragarm, von *Lawrentyev* [66] bestätigt.

Diese Erkenntnis lässt sich zusätzlich anhand der Last-Verformungskurven in der Gegenüberstellung der Referenzversuchsträger zu den Versuchsträgern unter kombinierter Beanspruchung erhärten. In Bild 6-4 sind die jeweiligen Last-Verformungskurven der Versuchsträger unter kombinierter Beanspruchung den jeweiligen Last-Verformungskurven der Referenzversuchsträger unter reiner Querkraftbiegung gegenübergestellt. Bei allen Versuchsträgern sind die Kurven beider Versuche sowohl im Zustand I als auch im Zustand II in sehr guter Übereinstimmung. Die Traglasten wurden, wie bereits in Kapitel 4 dargestellt, bis auf den Streckenlastversuch DLT 8, bei dem die Traglast durch die größere Betondruckfestigkeit im Vergleich zum Referenzversuch DLT 4 deutlich überschritten wurde, mit Abweichungen  $\leq 10\%$  erreicht.

### 6.3 Dehnungsverteilung im Querschnitt unter M+V+T

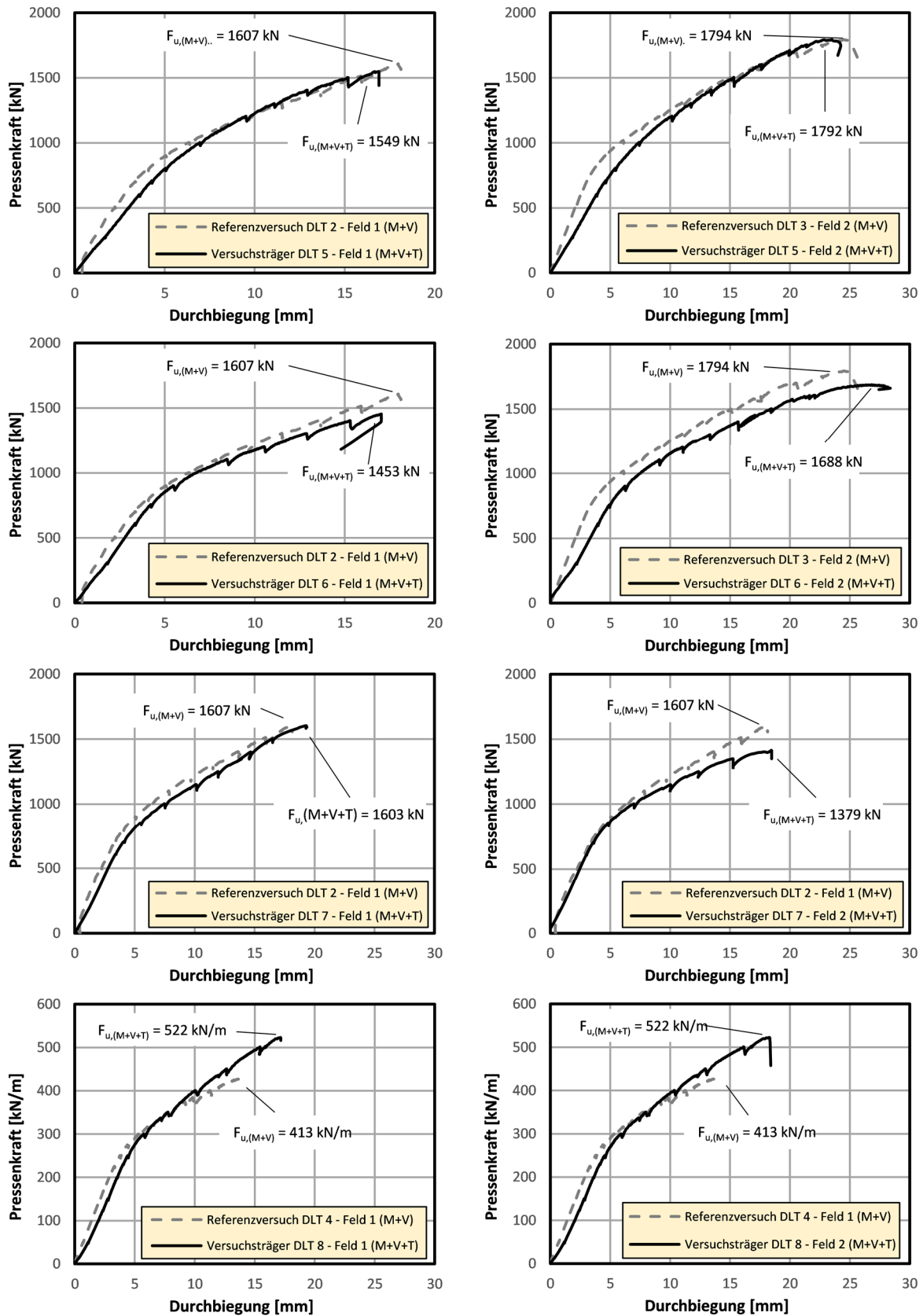


Bild 6-4: Gegenüberstellung der Last-Verformungskurven – Referenzversuchsträger (M+V) vs. Versuchsträger (M+V+T) DLT 5 - DLT 8

Es handelt sich bei der äquivalenten Torsionslängszugkraft alleine angesetzt also um eine fiktive Längszugkraft ausschließlich für die Bemessung der Längsbewehrung mit dem Näherungsverfahren. Sie ist Bestandteil eines Eigenspannungszustands, welcher der Grund für die Abweichungen bei den Dehnungswerten in Bild 6-2 bei zusätzlicher Torsion gegenüber reiner Querkraftbiegung ist. Würde es sich bei der äquivalenten Torsionslängszugkraft um eine wirksame Zugkraft im Gesamtquerschnitt, wie im Fall einer von außen angreifenden Zugkraft handeln, würde das gegen die Gleichgewichtsbedingungen verstoßen. In diesem Fall wäre zudem die Rissbildung ausgeprägter und die Last-Verformungs-Kurven würden deutlich voneinander abweichen.

#### 6.4 Vorgehen bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit dem EDBM und zusätzlicher Torsion

Die Erkenntnisse und weiterführenden theoretischen Untersuchungen dieser Arbeit auf Basis der vorgestellten Dortmunder Großversuche an Spannbetondurchlaufträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion, die im Rahmen der in [44] und [45] dokumentierten Forschungsprojekte im Auftrag der BAST durchgeführt wurden, und deren weiterführende theoretische Untersuchungen bilden die Grundlage für die Entwicklung genauerer Nachweisverfahren für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken gemäß der zweiten Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie in *BEM - ING Teil 2* [9].

Folgendes Vorgehen kann empfohlen werden:

- Bestimmung der für den Nachweis der Torsionstragfähigkeit nach DIN EN 1992-2 rechnerisch erforderlichen Torsionsbügelbewehrung, ohne Abminderung durch einen Betontraganteil aus Torsion,
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit der verbleibenden Bügel-Querschnittsfläche auf Grundlage beispielsweise des Fachwerkmodells mit Betontraganteil oder des Druckbogenmodells bzw. erweiterten Druckbogenmodells unter Berücksichtigung der Mindestquerkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct}$  (zweite Ergänzung NRR: Stufe 2),
- Eine zusätzliche Torsion hat keinen Einfluss auf den Druckbogenverlauf,
- Nachweis der erforderlichen Torsionslängsbewehrung über den Ansatz einer äquivalenten Torsionslängszugkraft bei der Biegebemessung gemäß dem in Kapitel 3.2.4 vorgestellten Vorgehen, zur Berücksichtigung nicht voll ausgenutzter Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt sowie des positiven Effekts der überdrücken Biegedruckzone,

- Auch Berücksichtigung von oben offenen, durch eine starke Querbewehrung der Gurtplatte (Fahrbahnplatte) bei Plattenbalkenbrücken geschlossene, Bügeln möglich. Durch die Gurtplatte können die Ecken nicht seitlich ausbrechen, durch die Haken und Winkelhaken als Verankerungselemente kann in allen Fällen die Fließkraft der Bügel auch vertikal verankert werden,
- Ansatz des Druckstrebenwinkels  $\theta$  für die Nachrechnung von Bestandsbauwerken wie folgt:
  - Bei der Nachrechnung bestehender Betonbrücken darf für die Bemessung bei Torsion der Druckstrebenwinkel  $\theta$  in den Grenzen entsprechend  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$  frei gewählt werden,
  - Grundsätzlich dürfen für die Nachweise der Querkraft und Torsion als kombinierte Beanspruchung unterschiedliche Druckstrebenwinkel  $\theta$  angesetzt werden,
- Die pauschale Abminderung der Torsionssteifigkeit auf 40% der linear elastischen Schnittgröße im Zustand II konnte bei den Versuchen mit kombinierter Beanspruchung an vorgespannten Durchlaufträgersystemen bestätigt werden und kann somit auf die Nachrechnung von Spannbetonbrücken gemäß Nachrechnungsrichtlinie übertragen werden.

# 7 Zusammenfassung und Ausblick

## 7.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde anhand von Großversuchen das Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern als Zweifeldträger unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion im Kontext der Nachrechnung von älteren Spannbetonbrücken gemäß NRR experimentell und theoretisch untersucht. Dabei wurde insbesondere der Frage nachgegangen, inwieweit für eine kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion genauere Nachweisverfahren unter Ausnutzung von Tragreserven entwickelt werden können.

Wesentliche Grundlage für die Untersuchungen bildeten die gewonnenen Erkenntnisse an den großformatigen Spannbeton-Durchlaufträgern, die im Rahmen dieser Arbeit konzipiert, getestet und umfangreich ausgewertet wurden. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse konnte ein Näherungsverfahren im Rahmen eines analytischen Ansatzes zum Nachweis der Torsionstragfähigkeit von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsion verifiziert werden. Das umfangreiche Versuchsprogramm bildete hierfür eine erweiterte Datenbasis, da bis dato national und international nur vergleichsweise wenige Versuche unter kombinierter Beanspruchung an Spannbetonträgern und nur sehr wenige an Durchlaufträgern aus Spannbeton existierten. Ziel war dabei auch, ein besseres Verständnis für das Trag- und Verformungsverhalten unter kombinierter Beanspruchung zu gewinnen. Der Abfall der Torsionssteifigkeit infolge Rissbildung im Zustand II wurde, aufgrund seiner Bedeutung für die Nachrechnung, ebenfalls detailliert untersucht. Die bisherigen Annahmen über pauschale Abminderungen der Torsionssteifigkeit in der Nachrechnungsrichtlinie konnten anhand der Versuche validiert werden.

Darüber hinaus wurden vom derzeit gültigen Regelwerk *DIN EN 1992-2* mit zugehörigem *NA* [24] abweichende bauliche bzw. konstruktive Bügelformen bei Torsion im Zuge der experimentellen Untersuchungen aufgegriffen und untersucht. Hinsichtlich der Untersuchungen zur Interaktion von Querkraft, Biegung und Torsion konnte festgestellt werden, dass Bügel in Stegen von Plattenbalkenbrücken, die über die Querbewehrung der Fahrbahnplatte geschlossen werden, bei überwiegender Biegung auf die erforderliche Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden können. Die Anwendung dieser Konstruktionsregel, die in anderen europäischen Ländern uneingeschränkt gilt und nur durch den deutschen *NA* eingeschränkt ist, sollte dementsprechend auch in Deutschland uneingeschränkt zur Anwendung kommen dürfen.

Durch numerische Simulationsberechnungen mittels der nichtlinearen FEM konnten die Tragmechanismen, die durch die inneren Kräfte gebildet werden, unter kombinierter Beanspruchung näher analysiert und das vorgeschlagene Bemessungsmodell dadurch weiter abgesichert werden. Anhand der Versuchsnachrechnungen mit bekannten Werkstoffkenngrößen und bekannter Versuchstraglast konnte eine Kalibrierung des FE-Modells und der programmspezifischen Parameter erfolgen, um im Anschluss

den Einfluss von in den Versuchen nicht variierten Parametern im Rahmen einer Sensitivitätsstudie zu untersuchen. Aus der Sensitivitätsstudie ging hervor, dass die unterschiedlichen Einflussparameter wie die Betondruck- und Zugfestigkeit, die Druckstrebenneigung oder das  $M/T$ -Verhältnis signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung haben können. Durch die Variation der Betondruckfestigkeit für die Versuchsträger mit Streckenlasten DLT 4 unter reiner Querkraftbiegung und DLT 8 unter  $M+V+T$  konnte beispielweise durch jeweils gleich groß angesetzte Betondruckfestigkeiten eine Annäherung der Traglasten im FE-Modell im Rahmen der Parameterstudie erreicht werden. Die Verifikation des Bemessungsmodells konnte so auch für den Streckenlastversuch DLT 8 im Nachgang bestätigt werden. Darüber hinaus wurde durch die Variation der Druckstrebenneigung gezeigt, dass das vorgeschlagene analytische Modell zur Bemessung der Torsionsbügel- und Längsbewehrung bei kombinierter Beanspruchung eine freie Wahl des Druckstrebenwinkels innerhalb der zulässigen Grenzen von  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$  ermöglicht.

Die Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden im Anschluss durch die entwickelten genaueren Nachweisverfahren für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken für die Fortschreibung der NRR in *BEM-ING Teil 2* [9] genutzt. Unterschiede im Tragverhalten durch die zusätzliche Torsionsbeanspruchung wurden herausgearbeitet. Bei einer Versuchsnachrechnung mit der nichtlinearen FEM und Bestimmung des Druckbogenverlaufs durch Integration der Drucknormalspannungen, gemittelt über die Querschnittsbreite, sind im Hinblick auf den Druckbogenverlauf, keine signifikanten Unterschiede zwischen den Simulationen bei reiner Querkraftbiegung und kombinierter Beanspruchung zu erwarten.

Das empfohlene Vorgehen für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken gemäß fortgeschriebener Nachrechnungsrichtlinie in *BEM-ING Teil 2* [9] bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und zusätzlicher Torsionsbeanspruchung wurde detailliert vorgestellt.

## 7.2 Ausblick

Im Rahmen der weiterführenden Untersuchungen zum Tragverhalten von Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung besteht weiterer experimenteller Forschungsbedarf an Versuchsträgern mit größeren Schubschlankheiten, um Verhältnisse bei realen Brücken noch besser anzunähern. Mit größeren Schlankheiten können die Ausbildung des Druckbogens und die damit verbundene Quantifizierung des Betontraganteils im Zuge der Anwendung des EDBM auch bei zusätzlicher Torsionsbeanspruchung weitergehend abgesichert werden. Auch die experimentellen Untersuchungen an Versuchsträgern mit Streckenlasten sollten unter kombinierter Beanspruchung fortgeführt werden, da die Aussagefähigkeit eines einzigen Versuchsträgers (DLT 8) an einem Spannbeton-Durchlaufträger unter kombinierter Beanspruchung begrenzt ist.

Darüber hinaus sollte im Zuge der weiterführenden Forschung ein besonderes Augenmerk auch auf die Interaktion von Biegung, Querkraft und Torsion im Bereich der Biegedruckzone gelegt werden. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen kam es in diesem Bereich bei den Versuchsträgern DLT 6

und DLT 8 zu starken Beanspruchungen, die teilweise zu Betonabplatzungen und einem Ablösen der Betondeckung geführt haben. Ein Druckzonenversagen schien hier, neben dem Bügelversagen durch Fließen, ebenfalls nicht unwahrscheinlich. Dabei ist zu unterscheiden, ob es sich um ein primäres oder sekundäres Versagen des Betons auf Druck handelt. Dies sollte daher sowohl experimentell als auch theoretisch weitergehend untersucht werden.

Des Weiteren ist zu erwarten, dass der numerisch nichtlinearen Simulationsberechnung für die Analyse des Tragverhaltens in Zukunft eine immer größere Bedeutung zukommt. Auf Basis der durchgeführten Versuche ist, wie auch bereits im Rahmen dieser Arbeit geschehen, eine Modellkalibrierung möglich, wodurch weitere umfangreiche Parameterstudien zum Einfluss der in den Versuchen nicht variierten Parameter möglich werden. Die numerische Simulation, basierend auf der nichtlinearen FEM, stellt das derzeit leistungsfähigste Verfahren zur realitätsnahen Abbildung des Tragverhaltens von Spannbetonträgern in einem Rechenmodell dar. Sie gibt einen Einblick in den Verlauf der inneren Kräfte. Mit Hilfe der nichtlinearen FEM können weitere Aussagen hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens erfolgen, wodurch analytische Verfahren verfeinert und erweitert werden können. In diesem Zusammenhang sind insbesondere weitergehende Auswertungen eines etwaigen Einflusses einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf den Druckbogenverlauf und den daraus abgeleiteten zugehörigen Betontraganteil  $V_{\text{ccd}}$  mittels Integration der Betondruckspannungen über den Querschnitt von Interesse.



# Literaturverzeichnis

- [1] Andersen, P.: Rectangular Concrete Sections under Torsion. In: Journal of the American Concrete Institute 34 (9), S. 1–11, 1937.
- [2] Bach, C.; Graf, O.: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (Heft 16), 1912.
- [3] Bazant, Z.; Chen, E-P.: Scaling of structural failure. In: ASME Applied Mechanics Review (Heft 10), S. 593–627, 1997.
- [4] Bazant, Z.; Oh, B.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. In: Materials und Structures, Vol. 16 (3), S. 155–177, 1983.
- [5] Bondarzew, V.: Einfluss des M/T-Verhältnisses auf die Tragfähigkeit von Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten im Brückenbau. Abschlussarbeit, TU Dortmund, 2017.
- [6] Borst, R. de: Non-linear analysis of frictional materials. Dissertation, Delft University of Technology, 1986.
- [7] Bredt, R.: Kritische Bemerkungen zur Drehungselastizität. In: Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 40, No. 28 & 29, 1896.
- [8] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Brückenstatistik, Ausgabe 09/2024.
- [9] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING): Teil 2: Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Entwurf), 2023.
- [10] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand: (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011.
- [11] Cervenka, J.; Papanikolaou, V.: Three-Dimensional Combined Fracture-Plastic Material Model for Concrete. In: International Journal of Plasticity, 2008.
- [12] Cervenka, V.; Pukl, R.; Ozbolt, J.; Eligehausen, R.: Mesh sensitivity effects in smeared finite element analysis of concrete fracture. In: Proceedings FRAMOS 2, 1995.
- [13] Cervenka Consulting: Online Handbücher der Fa. Cervenka Consulting. ATENA Online Documentation, 2025.
- [14] Chen, W.; Saleeb, A.: Constitutive Equations for Engineering Materials: In: Elasticity and Modelling. John Wiley & Sons Verlag, 2016.
- [15] Choi, K.-K.; Park, H.-G.: Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams: Part II - Verification and simplified method. In: ACI Structural Journal 104 (2), S.153-161, 2007.
- [16] Cladera, A.; Mari, A.; Ribas, C.; Bairán, J.: Predicting the shear-flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams. In: Engineering Structures 101, S. 386-398, 2015.

- [17] Collins, M.; Mitchell, D.: Shear and Torsion Design of Prestressed and Nonprestressed Concrete Beams. In: PCI Journal, V. 25 (5), S. 32-100, 1980.
- [18] Collins, M.; Walsh, P.; Archer, F.; Hall, A.: Reinforced concrete in torsion. University of New South Wales: School of Civil Engineering, UNICIV Report, 1968.
- [19] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Bulletin d'information No. 213/214, 1993.
- [20] Coulomb, C.: Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal. In: Mémoires de l'Académie royale, Band 87, S. 229 - 269, 1787.
- [21] Cowan, H.: An Elastic Theory for the Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams. In: Magazine of Concrete Research, Heft 2 (4), S. 3-8, 1950.
- [22] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1 (Heft 525), 2003.
- [23] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln: Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008, Dezember 2010.
- [24] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, April 2013.
- [25] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Spannbeton: Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Oktober 1953.
- [26] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Spannbeton: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Dezember 1979.
- [27] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Spannbeton: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Juli 1988.
- [28] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). Betonbrücken: DIN-Fachbericht 102, März 2003.
- [29] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken, März 2009.
- [30] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken. Berlin: Beuth, März 2009.
- [31] Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN). DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Januar 2011.
- [32] DYWIDAG Systems International. DYWIDAG Litzenspannverfahren mit 3-37 Litzen (140 und 150 mm<sup>2</sup>) - Zulassungsnummer Z-13.71-60022: Geltungsdauer 13. Januar 2011 - 13. Januar 2016; 2011.
- [33] Eibl, J.; Ivany, G.: Ein Beitrag zur Torsion des zweistegigen Plattenbalkens. In: Beton- und Stahlbetonbau (8), S. 193-197, 1977.

- [34] Elfgren, L.: Reinforced Concrete Beams Loaded in Combined Torsion, Bending and Shear. Chalmers University of Technology, 1972.
- [35] Fenwick, R.; Paulay, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. In: ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 94 (10), 1968.
- [36] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland. Kommentierte Fassung. Ernst & Sohn Verlag, 2016.
- [37] Francke, W.; Friedmann, H.: Schub und Torsion in geraden Stäben, 3.<sup>th</sup> ed, Vieweg Verlag, 2005.
- [38] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, Ernst & Sohn Verlag, 2014.
- [39] Geistefeldt, H.: Stahlbetonscheiben im gerissenen Zustand - Berechnung mit Berücksichtigung der rissabhängigen Schubsteifigkeit im Materialgesetz. Dissertation, TU Braunschweig, 1976.
- [40] Gleich, P.: Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2020.
- [41] Gleich, P.; Kattenstedt, S.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (5), S. 268-277, 2016.
- [42] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. DAFStb Heft 240, 1991.
- [43] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R.; et al.: Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit Verfahren der Nachrechnungsstufe 4. In: Bauingenieur 99, (Heft 01-02), S. 12-21, 2024.
- [44] Hegger, J.; Fischer, O.; Maurer, R.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand. BAST-Bericht B 203, 2025.
- [45] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsgrundsätze. BAST-Bericht B150, 2020.
- [46] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Rombach, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze: Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Schlussbericht, 2014.
- [47] Herbrand, M.: Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members. Dissertation, RWTH Aachen University, 2017.
- [48] Herbrand, M.; Hegger, J.: Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung unter Druck- und Zugbeanspruchung. In: Beton- und Stahlbetonbau 112, S. 704–713, 2017.
- [49] Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: Cement and Concrete Research (6), S. 773–782, 1976.

- [50] Hordijk, D.: Local Approach to Fatigue of Concrete. Dissertation, Delft University of Technology, 1991.
- [51] Hsu, T.: Ultimate Torque of Reinforced Rectangular Beams. In: Journal of the structural division (94), S. 485–510, 1968.
- [52] Huber, P.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Wien, 2016.
- [53] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. In: Bauingenieur 91 (Heft 6), S. 227-237, 2016.
- [54] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T.: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung. In: Bauingenieur 91(Heft 6), S. 238-247, 2016.
- [55] Kani, G.: Was wissen wir heute über Schubbruchsicherheit? In: Bauingenieur (43), S. 167–174, 1968.
- [56] Karlsson, I.: Torsional Stiffness of Reinforced Concrete Structures in pure torsion. Report 71:1, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, 1971.
- [57] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2012.
- [58] Kolmar, W.: Beschreibung der Kraftübertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Stahlbetontragwerken. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1985.
- [59] Kolodziejczyk, A.: Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2015;
- [60] Kordina, K.; Hegger, J.: Schubtragverhalten von Spannbetonteilen mit Vorspannung ohne Verbund. DAFStb-Heft 381, 1987.
- [61] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsialer Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb-Heft 229, 1973.
- [62] Lampert, P.: Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung. Dissertation Nr. 4445, ETH Zürich, 1970.
- [63] Lampert, P.; Lüchinger, P.; Thürlimann, B.: Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken. Birkhäuser Verlag, 1971.
- [64] Lampert, P.; Thürlimann, B.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. Bericht Nr. 6506-2, Institut für Baustatik, ETH Zürich, 1968.
- [65] Lampert, P.; Thürlimann, B.: Torsions-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken. Bericht Nr. 6506-3, Institut für Baustatik, ETH Zürich, 1969.

- [66] Lavrentyev, V.: Erweiterung des Druckbogen-Modells bei Querkraftbiegung auf zusätzliche Torsionsbeanspruchung. Dissertation (in Vorbereitung), Technische Universität Dortmund, 2025.
- [67] Leonhardt, F.: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken. In: Bauingenieur 40 (1), S. 1–15, 1974.
- [68] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer Verlag, 1984.
- [69] Leonhardt, F.; Schelling, G.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. DAFStb Heft 239, 1974.
- [70] Leonhardt, F.; Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb Heft 151, 1962.
- [71] Leonhardt, F.; Walther, R.; Vogler, O.: Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern. DAFStb Heft 202, 1968.
- [72] Lessig, N.: Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbetonelementen mit rechteckigem Querschnitt unter gleichzeitiger Einwirkung von Biegung und Torsion. In: Beton- und Stahlbetonbau (3), S. 109–113, 1959.
- [73] Lüchinger, P.; Thürlimann, B.: Versuche an Stahlbetonbalken unter Torsion, Biegung und Querkraft. Bericht Nr. 6506-5, Institut für Baustatik, ETH Zürich, 1973.
- [74] Mari, A.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams subjected to point our distributed loads. In: Frontiers of Structural and Civil Engineering (8), S. 337–353, 2014.
- [75] Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (11), S. 730-735, 2011.
- [76] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: Betonkalender, Ernst & Sohn Verlag, 2015.
- [77] Maurer, R.: Vorlesungsreihe Betonbau II. Skript, Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund, 2022.
- [78] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (10), 2014.
- [79] Maurer, R.; Stakalies, E.: Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung. In: Bauingenieur 95 (1), S. 1–11, 2020.
- [80] Maurer, R.; Stakalies, E.: Neue Erkenntnisse zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T). In: Tagungsband zum 5. Brückenkolloquium der TAE, 2022.
- [81] Menetrey, P.; William, K.: Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. In: ACI Structural Journal 311 (8), 1995.
- [82] Mitchell, D.; Collins, M.: Diagonal Compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion. In: ACI Journal 71, S. 396–408, 1974.

- [83] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau - seine Theorie und Anwendung. 3. Auflage. Konrad Wittwer Verlag, 1908.
- [84] Müller, M.: Zum schubfesten Anschluss von Druckgurten in Hohlkastenbrücken. Dissertation, Technische Universität Dortmund, 2016.
- [85] Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation, ETH Zürich, 1990.
- [86] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr: Eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 85(1), S. 1-9, 2010.
- [87] Navier, C.: Résumé des Lecons données a l'école des ponts et chaussées. Deuxième Edition, 1833
- [88] Oettel, V.: Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2016.
- [89] Ojha, S.; Kordina, K.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonrechteckbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment und Querkraft. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, 1973.
- [90] Rahlwes, K.: Zur Torsionssteifigkeit von Stahlbetonrechteckquerschnitten. In: Beton- und Stahlbetonbau 9, S. 226–228, 1970.
- [91] Rausch, E.: Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren. Dissertation, Technische Hochschule Berlin, 1929.
- [92] Rehm, G.; Martin, H.; Müller, H.: Ausziehversuche mit Betonstahlhaken. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München; 1968.
- [93] Reiche, S.: Untersuchung der Tragwirkung von Winkelhaken - Einfluss der Hakengeometrie und der Verbundbedingungen im Beton. Master-Thesis, Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund, 2022.
- [94] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1990.
- [95] Reinhardt, H.-W.; Walraven, J.: Cracks in concrete subjected to shear. In: Journal of the structural division 108, S. 207–224, 1982.
- [96] Rogge, A.: Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung. Dissertation, Technische Universität München, 2002.
- [97] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [98] Schließ, A.: Entwicklung eines Prüfstandes zur Untersuchung der Tragwirkung von Winkelhaken. Durchführung und Dokumentation von vier Vorversuchen. Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund 2022.

- [99] Stakalies, E.; Lavrentyev, V.; Maurer, R.: Erkenntnisse zur Torsionstragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung (M+V+T) aus Versuchen an Durchlaufträgern. In: Tagungsband zum 6. Brückenkolloquium der TAE, 2024.
- [100] Stakalies, E.; Lavrentyev, V.; Maurer, R.: Zum Nachweis bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T). In: Bauingenieur 99 (Nr. 01-02), S. 46-59, 2024.
- [101] Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979.
- [102] Teutsch, M.; Kordina, K.: Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. DAfStb-Heft 334, 1982.
- [103] Thürlimann, B.; Lüchinger, P.: Steifigkeit von gerissenen Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung. In: Beton- und Stahlbetonbau (Heft 6), 1973.
- [104] van Mier, J.: Multiaxial strain-softening of concrete: Part I: Fracture. In: Materials und Structures (Heft 3), S. 179–190, 1986.
- [105] Vecchio, F.; Collins, M.: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses. Universität von Toronto, 1982.
- [106] Vecchio, F.; Collins, M.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: ACI Structural Journal (83), S. 219–231, 1986.
- [107] Walraven, J.: Aggregate Interlock - A theoretical and experimental analysis. Dissertation, Delft University of Technology, 1980.
- [108] Walraven, J.: Fundamental analysis of aggregate Interlock. In: Journal of Structural Division (107), S. 2245–2270, 1981.
- [109] Wilkins, M.: Calculation of Elastic-Plastic Flow. In: Methods of Computational Physics (3 Academic Press), 1964.
- [110] Yudin, V.: Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbetonelementen mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Biege- und Torsionsbeanspruchung. In: Beton- und Stahlbetonbau (6), S. 265–268, 1962.
- [111] ZB DIN 4227:1966. Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, 1966.
- [112] Zedler, T.: Zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter Torsion. Dissertation, Ruhr Universität Bochum, 2011.
- [113] Zedler, T.; Mark, P.: Druckstreben­tragfähigkeit torsionsbeanspruchter Stahlbetonbalken mit üblicher Betondeckung. In: Beton- und Stahlbetonbau 101(Heft 9), 2006.
- [114] Zedler, T.; Stangenberg, F.: Zur Torsionsbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbalken nach DIN 1045-1. In: Beton- und Stahlbetonbau 101(Heft 1), 2008.

- [115] Zia, P.: Research in torsion of prestressed members. In: Journal of the American Concrete Institute V. 32 (No. 10), S. 1337–1359, 1961.
- [116] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin, Heidelberg, New York, Springer Verlag, 2010.
- [117] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation, Universität Leipzig, 1999.

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Entwicklung der Bemessungsvorschriften.....	30
Tabelle 3-1: Übersicht - Querschnittstypen.....	50
Tabelle 3-2: Übersicht $M/T$ -Verhältnisse.....	52
Tabelle 4-1: Referenzversuche unter reiner Querkraftbiegung (M+V) (nach [40]).....	57
Tabelle 4-2: Versuchsprogramm.....	58
Tabelle 4-3: Längs- und Schubbewehrung – Versuchsträger unter M+V+T.....	70
Tabelle 4-4: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St1570/1770.....	73
Tabelle 4-5: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betons.....	76
Tabelle 4-6: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Betonstahls Typ B500B.....	77
Tabelle 4-7: Mittelwerte der Materialfestigkeiten des Spannstahls Typ St1570/1770.....	77
Tabelle 4-8: Übersicht über Auswertungsdarstellung für ausgewählte Laststufen.....	78
Tabelle 4-9: Übersicht Versuchstraglasten DLT 5 – DLT 8.....	79
Tabelle 4-10: Rissbreiten in [mm] – Versuchsträger DLT 7 und DLT 8.....	85
Tabelle 4-11: Rechnerische Torsionssteifigkeit im Zustand I – DLT 5 - DLT 8.....	93
Tabelle 5-1: Hauptspannungsverhältnisse nach <i>Kupfer</i> aus [60].....	120
Tabelle 5-2: Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen (DLT 2 – DLT 4).....	129
Tabelle 5-3: Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen (DLT 5 – DLT 8).....	133
Tabelle 5-4: Variation der Exzentrizität – DLT 7-2.....	140
Tabelle 5-5: Variation der Exzentrizität – DLT 5-1.....	141
Tabelle 5-6: Variation der Exzentrizität mit Anpassung der Bewehrung – DLT 5-1.....	142
Tabelle 5-7: Variation der Exzentrizität mit Anpassung der Bewehrung - DLT 8.....	143
Tabelle 5-8: Variation der Zugfestigkeit DLT 5-1.....	144
Tabelle 5-9: Annäherung der Versuchstraglast DLT 4.....	147
Tabelle 5-10: Annäherung der Versuchstraglast DLT 8.....	147
Tabelle 5-11: Parameterstudie DLT 5-2: Einfluss der gewählten Druckstrebenneigung.....	149



# Anhang

<b>A1 Experimentelle Untersuchungen.....</b>	<b>177</b>
A1.1 Bewehrungspläne.....	177
A1.1.1 Versuchsträger DLT 5.....	177
A1.1.2 Versuchsträger DLT 6.....	178
A1.1.3 Versuchsträger DLT 7.....	179
A1.1.4 Versuchsträger DLT 8.....	180
A1.2 Messtechnik.....	181
A1.2.1 Versuchsträger DLT 5.....	181
A1.2.2 Versuchsträger DLT 6.....	182
A1.2.3 Versuchsträger DLT 7.....	183
A1.2.4 Versuchsträger DLT 8.....	184
A1.3 Materialeigenschaften.....	185
A1.3.1 Beton.....	185
A1.3.2 Betonstahl.....	186
A1.3.3 Spannstahl.....	186
A1.4 Rissbilder für ausgewählte Laststufen.....	187
A1.4.1 Versuchsträger DLT 5.....	187
A1.4.2 Versuchsträger DLT 6.....	188
A1.4.3 Versuchsträger DLT 7.....	189
A1.4.4 Versuchsträger DLT 8.....	190
A1.5 Bruchbilder.....	191
A1.6 $f_{\text{Betonstahldehnungen}}$ für ausgewählte Laststufen.....	192
A1.6.1 Versuchsträger DLT 5.....	192
A1.6.2 Versuchsträger DLT 6.....	196
A1.6.3 Versuchsträger DLT 7.....	200
A1.6.4 Versuchsträger DLT 8.....	204
<b>A2 Numerische Simulationsergebnisse.....</b>	<b>208</b>
A2.1 Eingabeparameter der Kleinversuche.....	208

A2.1.1	Unbewehrter Zugstab .....	208
A2.1.2	Unbewehrte Betonscheibe .....	208
A2.1.3	Bewehrte Zugstäbe .....	209
A2.1.4	Bewehrte Betonscheiben .....	209
A2.2	Entwicklung der Rissbildung .....	210
A2.2.1	DLT 5 .....	210
A2.2.2	DLT 6 .....	211
A2.2.3	DLT 7 .....	212
A2.2.4	DLT 8 .....	213
A2.3	Entwicklung der Bügeldehnung .....	214
A2.3.1	DLT 5 .....	214
A2.3.2	DLT 6 .....	215
A2.3.3	DLT 7 .....	216
A2.3.4	DLT 8 .....	217

# A1 Experimentelle Untersuchungen

## A1.1 Bewehrungspläne

### A1.1.1 Versuchsträger DLT 5

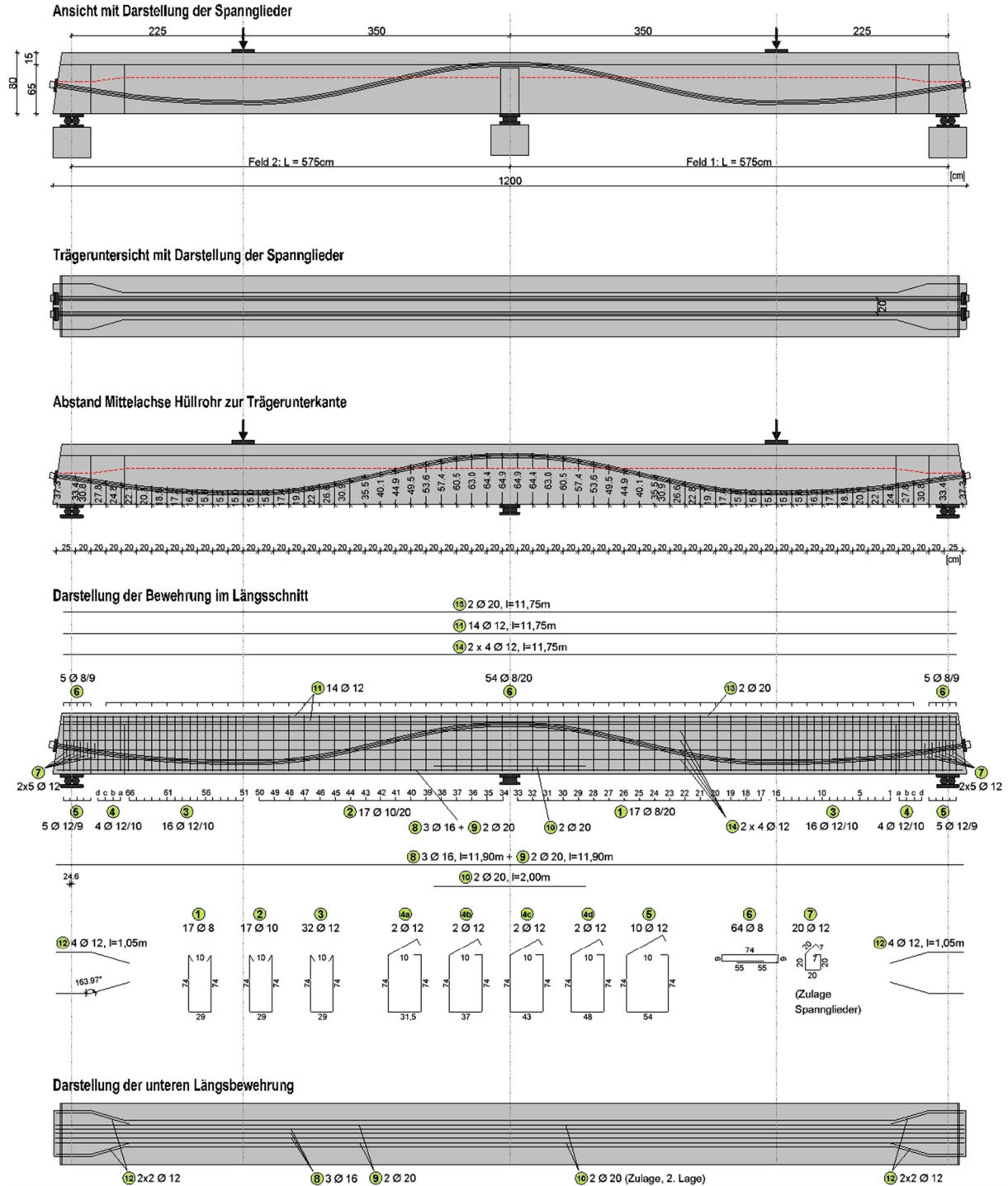


Bild A1-1: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 5

# A1.1 Bewehrungspläne

## A1.1.2 Versuchsträger DLT 6

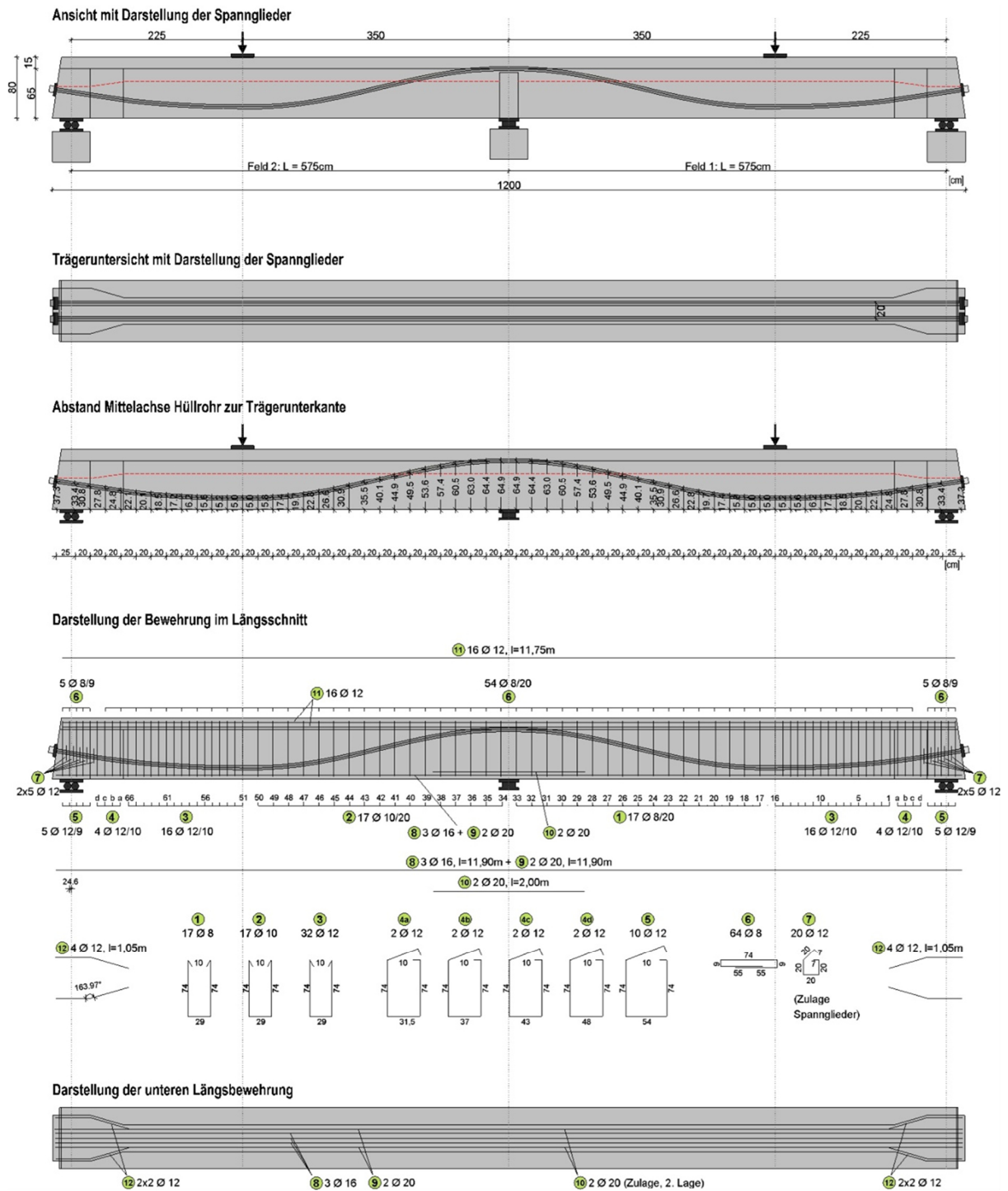


Bild A1-2: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 6



A1.1.4 Versuchsträger DLT 8

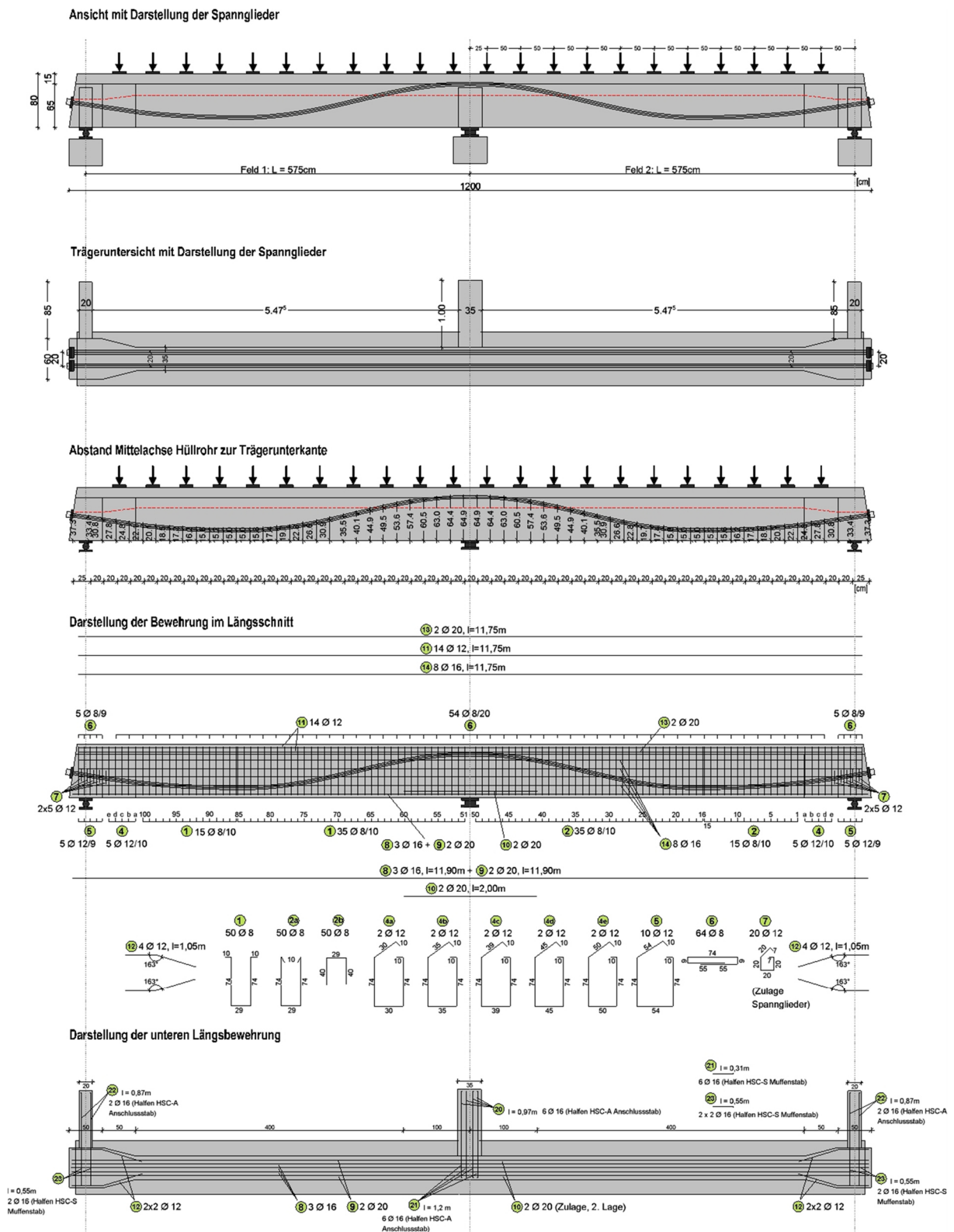


Bild A1-4: Bewehrungsplan Versuchsträger DLT 8

A1.2 Messtechnik

A1.2.1 Versuchsträger DLT 5

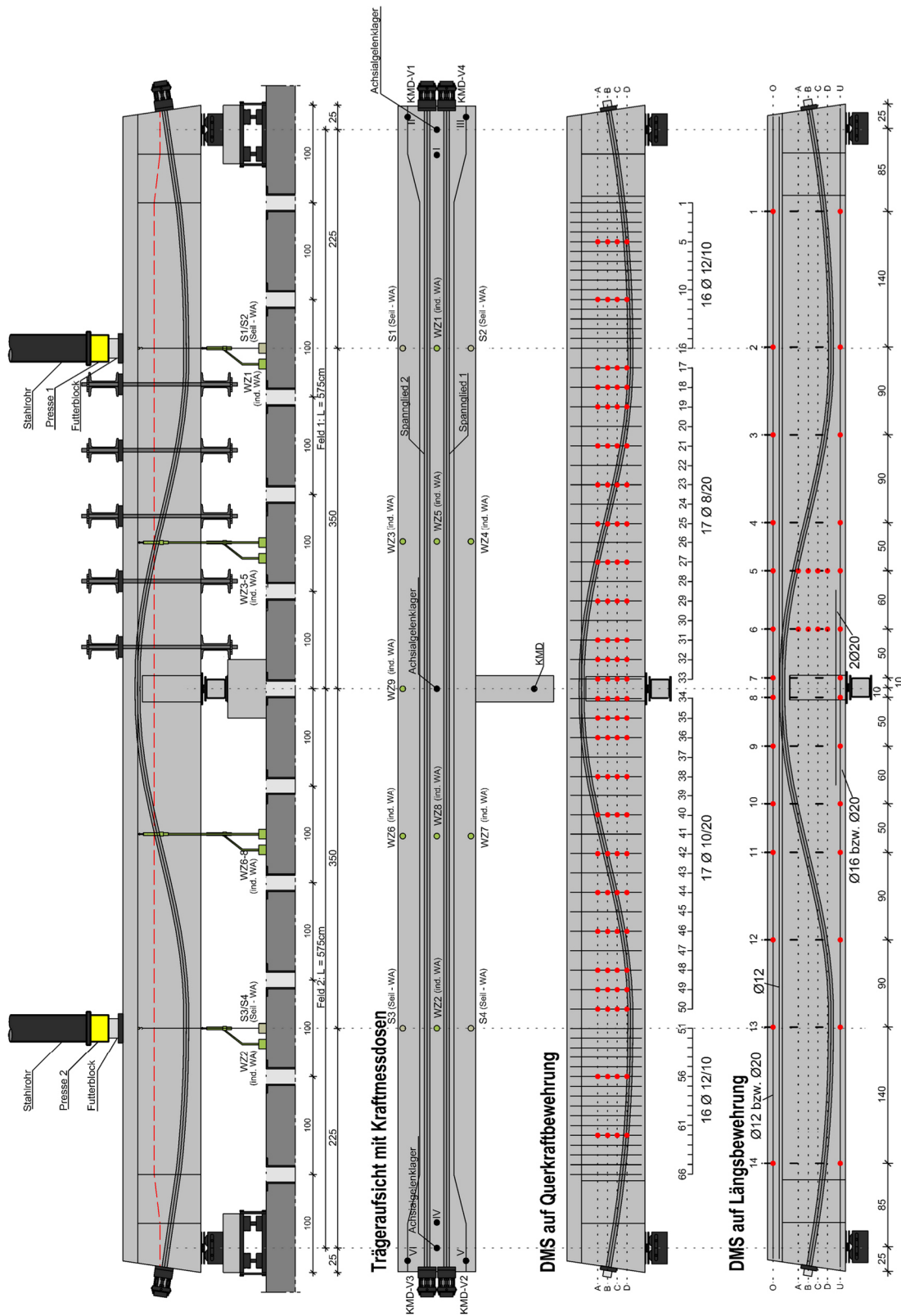


Bild A1-5: Messtechnik Versuchsträger DLT 5

A1.2.2 Versuchsträger DLT 6

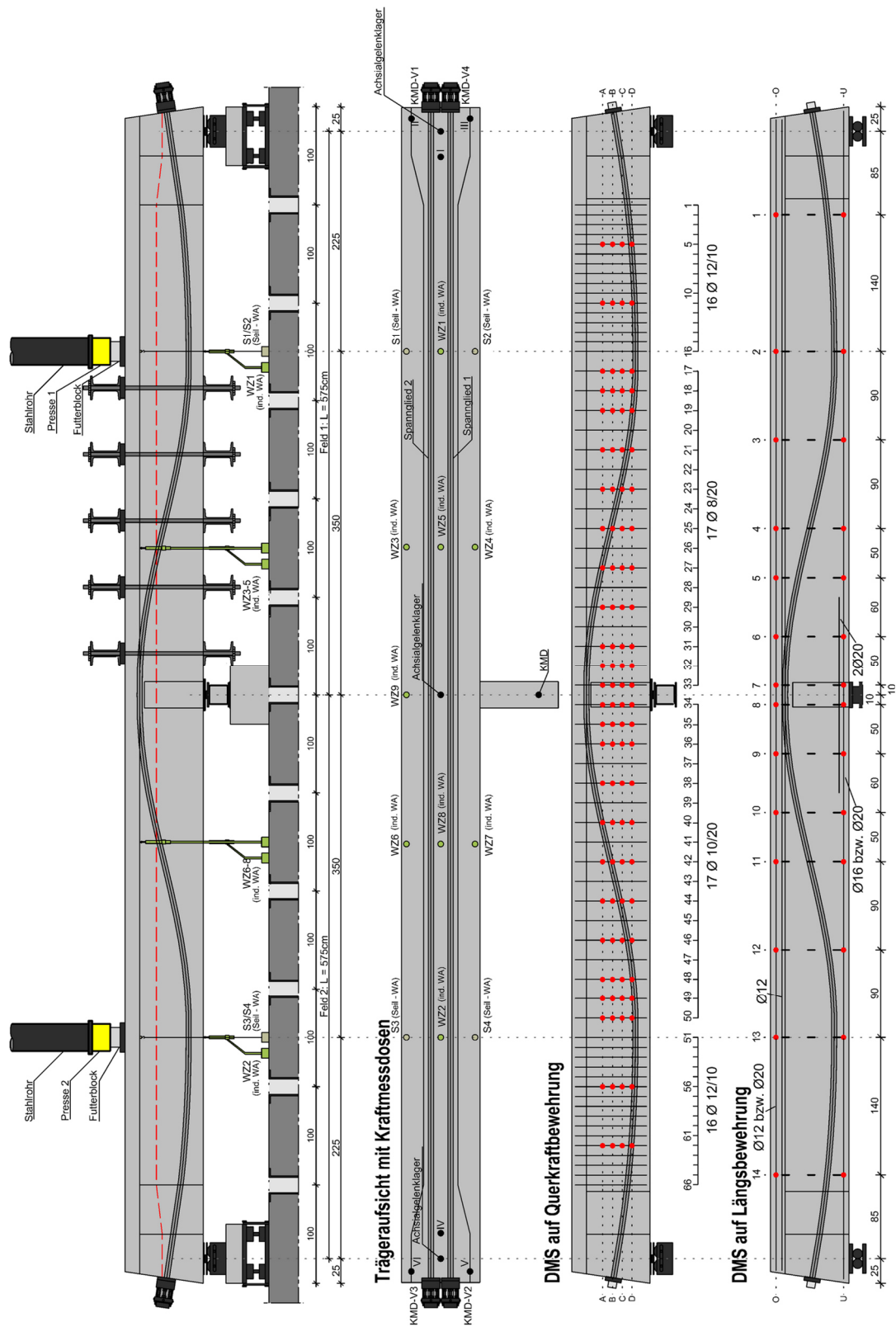


Bild A1-6: Messtechnik Versuchsträger DLT 6

A1.2.3 Versuchsträger DLT 7

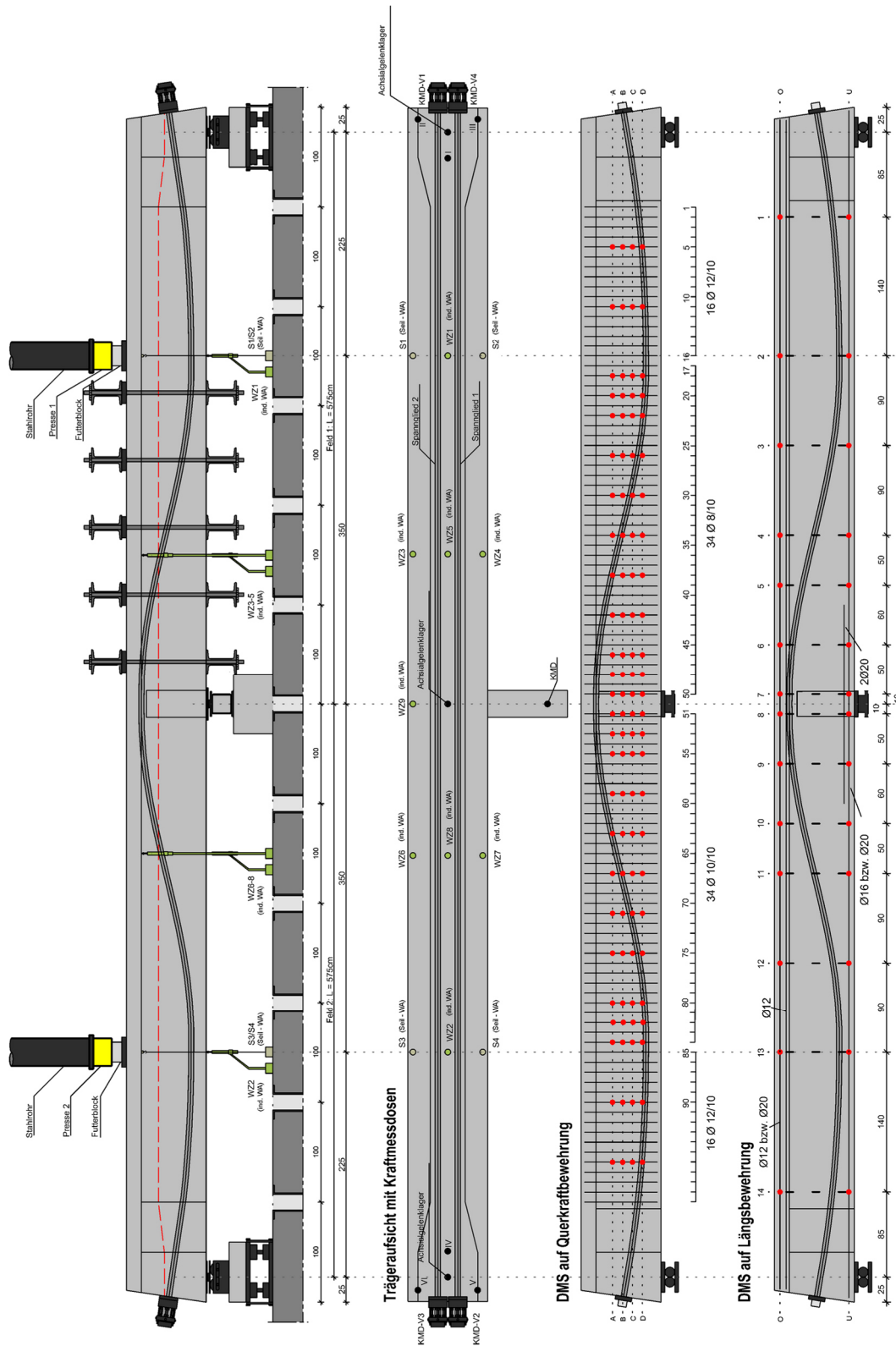


Bild A1-7: Messtechnik Versuchsträger DLT 7

A1.2.4 Versuchsträger DLT 8

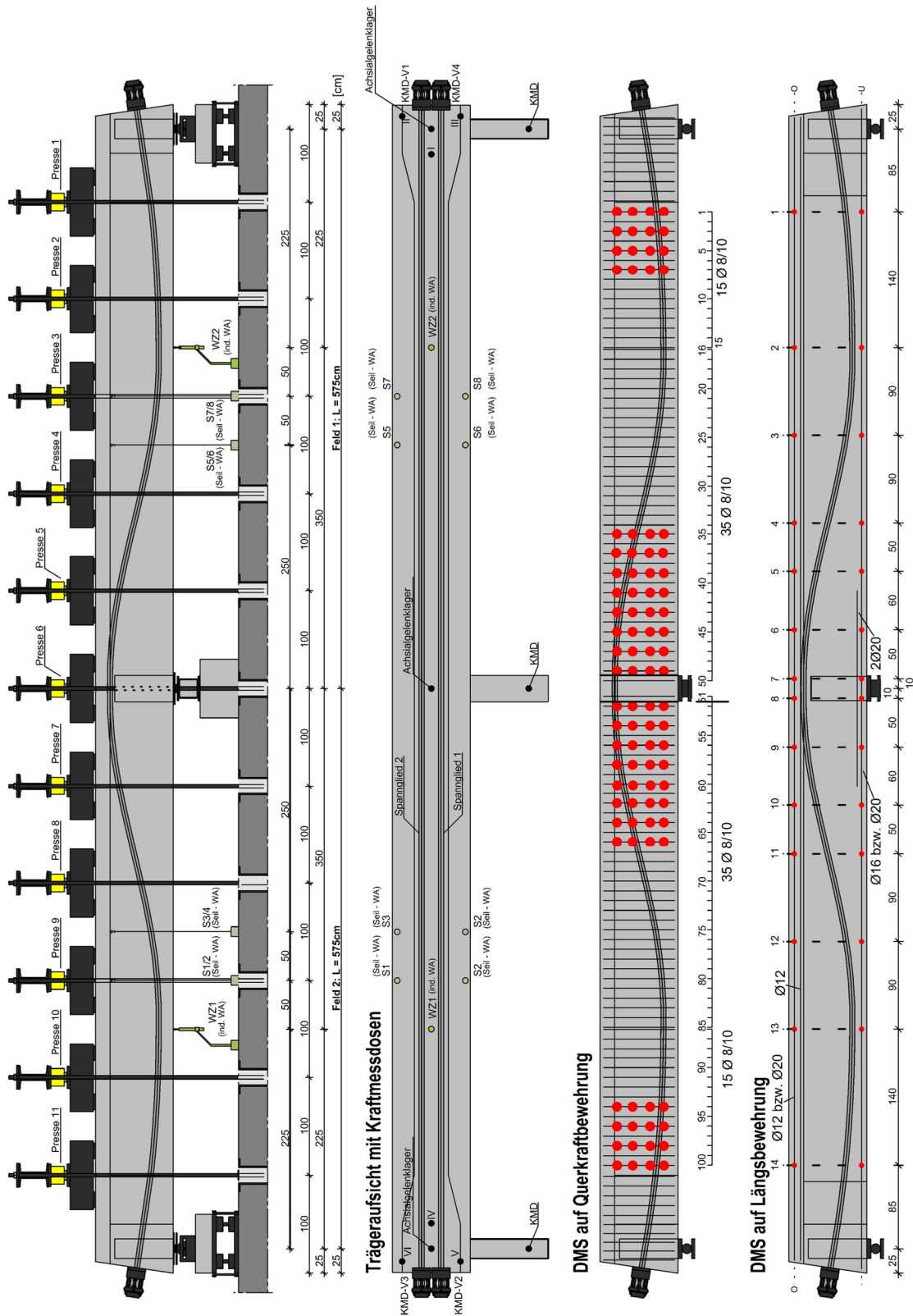


Bild A1-8: Messtechnik Versuchsträger DLT 8

## A1.3 Materialeigenschaften

## A1.3.1 Beton

Tabelle A1-1: Übersicht über charakteristische Versuchszeitpunkte

Versuch	Betonage	Ausschalen	Vorspannen	Versuch
DLT 5	03.07.2017 (0d)	10.07.2017 (7d)	17.07.2017 (14d)	28.07.2017 (25d)
DLT 6	06.11.2017 (0d)	13.11.2017 (7d)	20.11.2017 (14d)	01.12.2017 (25d)
DLT 7	12.11.2019 (0d)	19.11.2019 (7d)	14.02.2020 (63d)	22.05.2020 (TV1) (192d) 25.06.2020 (TV2) (226d)
DLT 8	17.12.2020 (0d)	21.12.2020 (4d)	27.01.2021 (39d)	16.03.2021 (89d)

Tabelle A1-2: Frischbetoneigenschaften (Transportbeton)

	DLT 5	DLT 6	DLT 7	DLT 8
Zielfestigkeit	C35/45	C35/45	C35/45	C30/37
Konsistenzklasse	F3	F3	F4	F3
Größtkorn	16 mm	16 mm	16 mm	16 mm
Zementsorte	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R
Festigkeitsentwicklung	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,50$

Die Ermittlung der Betonfestigkeiten erfolgte gemäß folgender Normen:

- DIN EN 12390-3:2009 - Bestimmung der mittlere Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm,cyl}$ ,
- DIN EN 12390-3:2009 - Bestimmung der mittlere Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$ ,
- DIN EN 12390-6:2009 - Bestimmung der mittlere Spaltzugfestigkeit  $f_{ctm,sp}$ ,
- DIN EN 12390-13:2009 – Bestimmung des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$ .
- DIN EN 13791:2019 – Bestimmung der Betondruckfestigkeit in Bauwerken  $f_{c,cyl}$  bzw.  $f_{c,cube}$

Tabelle A1-3: Ermittelte Festbetoneigenschaften der Versuchsträger am Versuchstag (Mittelwerte)

Versuchsträger	Betonalter [d]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
DLT 5	25	39,69	46,31	3,05	33.268
DLT 6	25	41,93	46,46	3,39	33.821
DLT 7 – TV 1	192	47,97	57,53	3,21	35.214
DLT 7 – TV 2	226	47,85	57,38	-	35.187
DLT 8	89	44,80	56,0	3,30	34.499

A1.3.2 *Betonstahl*

Tabelle A1-4: Festigkeitswerte des Betonstahls Typ B500B für Betonstäbe der Versuchsträger DLT 5 - DLT 7

Versuchsträger DLT 5 – DLT 7				
$\emptyset$ [mm]	$f_{ym,0,2}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$f_{tm}/f_{ym,0,2}$ [-]	E-Modul [MPa]
8	553	609	1,10	210.139
10	572	629	1,10	220.807
12	618	692	1,12	220.700
16	570	655	1,15	204.266
20	548	660	1,20	206.379

Tabelle A1-5: Festigkeitswerte des Betonstahls Typ B500B für Betonstäbe der Versuchsträger DLT 8

Versuchsträger DLT 8				
$\emptyset$ [mm]	$f_{ym,0,2}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$f_{tm}/f_{ym,0,2}$ [-]	E-Modul [MPa]
8	487	518	1,06	198.250
12	563	670	1,19	201.336
16	538	644	1,20	195.438
20	510	608	1,19	203.055

A1.3.3 *Spannstahl*

Tabelle A1-6: Festigkeitswerte des Spannstahls Typ St 1570/1770 der Versuchsträger DLT 5 - DLT 7

Versuchsträger DLT 5 – DLT 7				
$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{p,0,1}$ [MPa]	$f_{p,0,2}$ [MPa]	$f_p$ [MPa]	E-Modul [MPa]
140	1654	1713	1877*	197.331

Tabelle A1-7: Festigkeitswerte des Spannstahls Typ St 1570/1770 der Versuchsträger DLT 8

Versuchsträger DLT 8				
$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{p,0,1}$ [MPa]	$f_{p,0,2}$ [MPa]	$f_p$ [MPa]	E-Modul [MPa]
140	1779	1802	2026	201.588

A1.4 Rissbilder für ausgewählte Laststufen

A1.4.1 Versuchsträger DLT 5

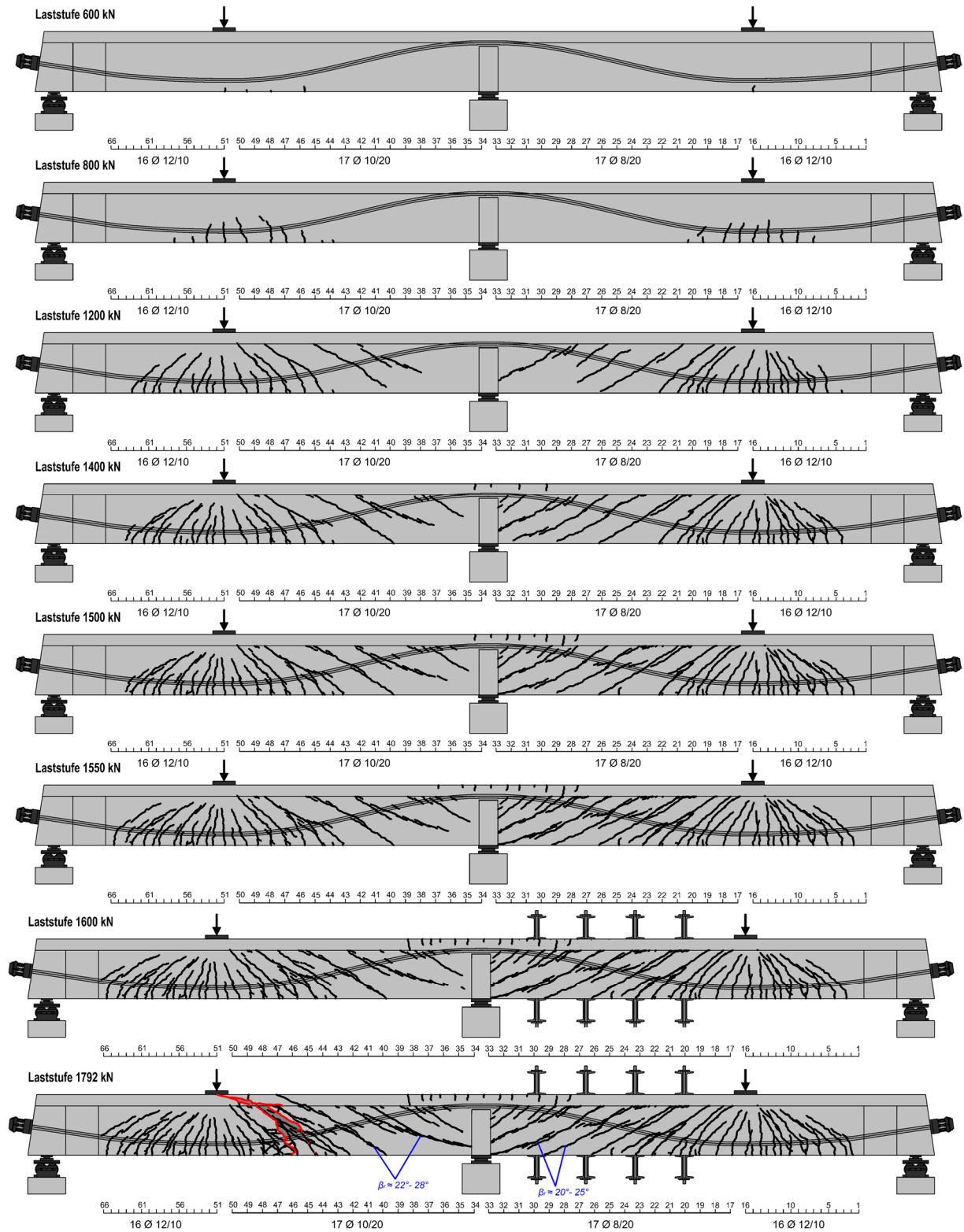


Bild A1-9: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 5 für ausgewählte Laststufen

A1.4.2 Versuchsträger DLT 6

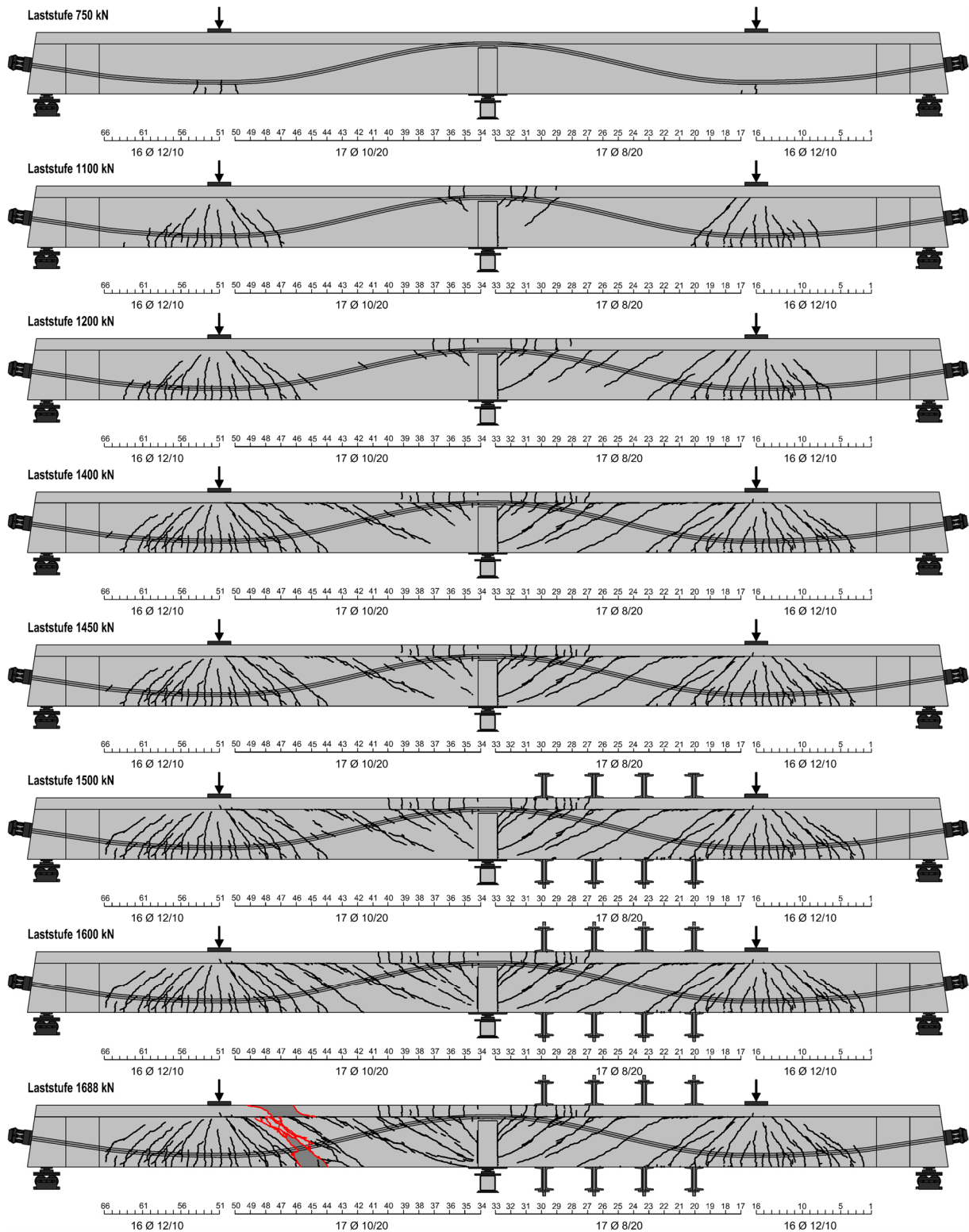


Bild A1-10: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 6 für ausgewählte Laststufen

A1.4.3 Versuchsträger DLT 7

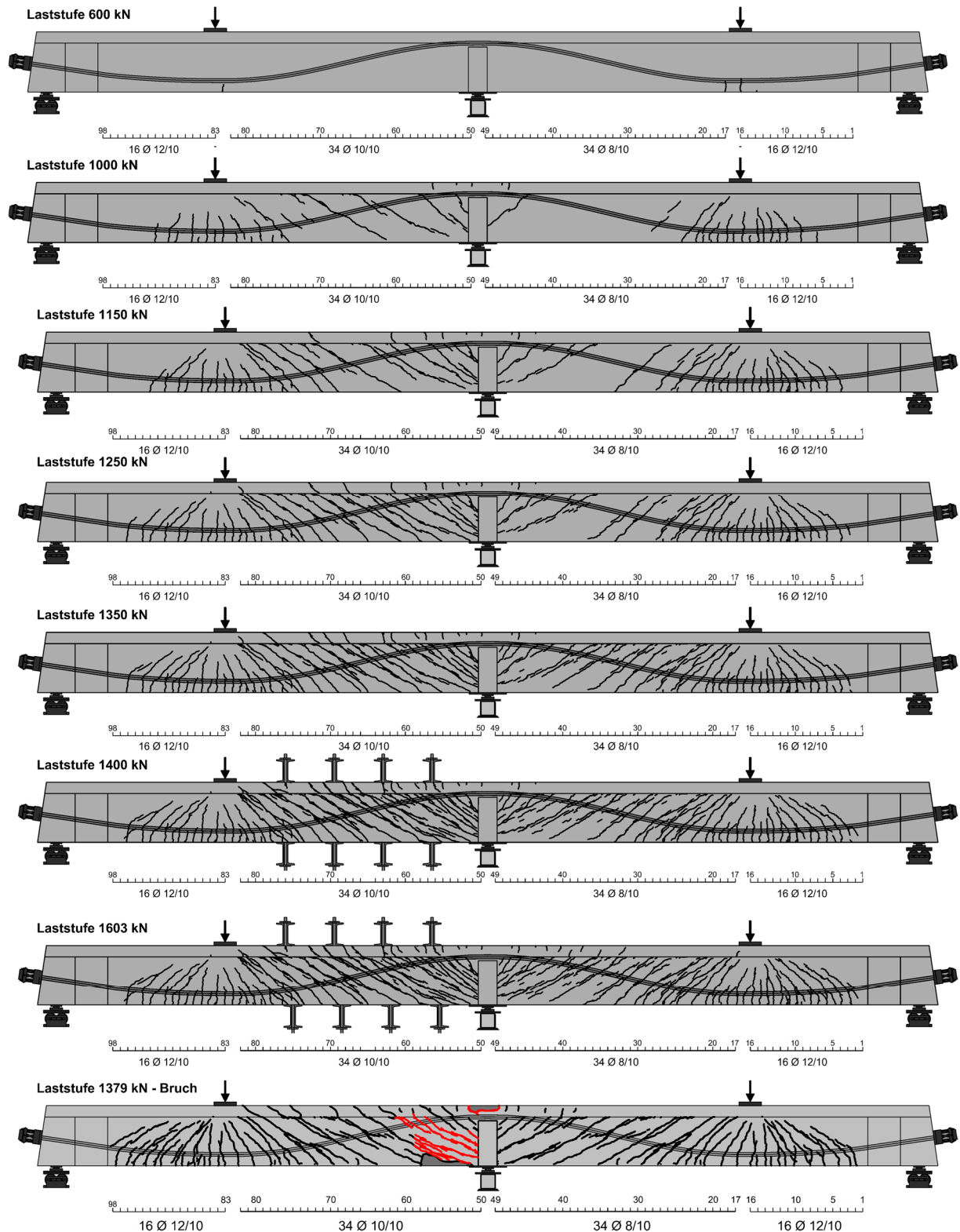
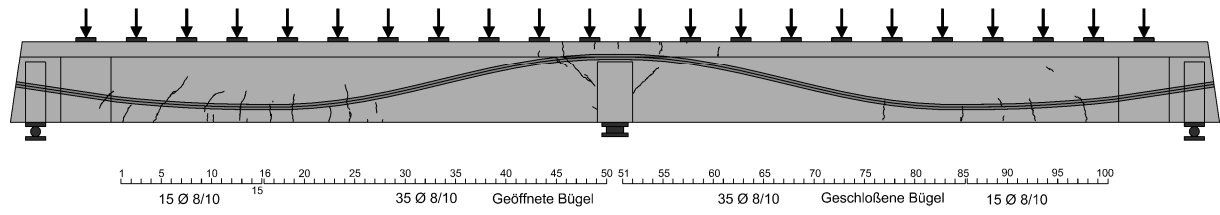


Bild A1-11: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 7 für ausgewählte Laststufen

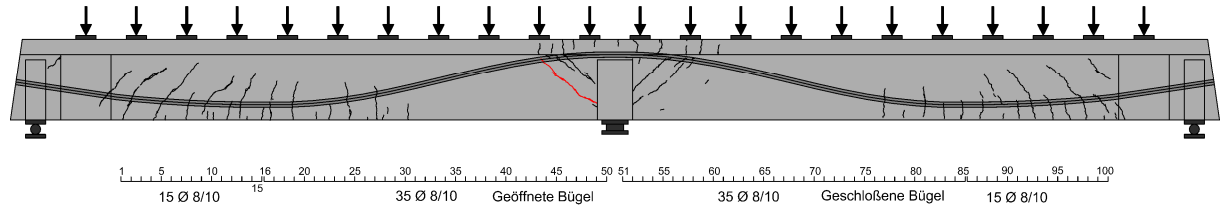
# A1.4 Rissbilder für ausgewählte Laststufen

## A1.4.4 Versuchsträger DLT 8

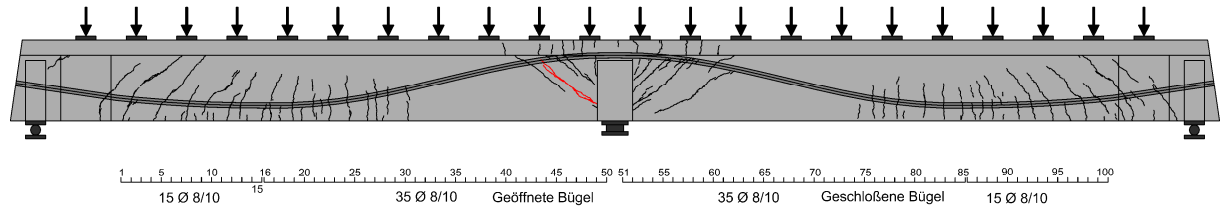
Laststufe 300 kNm



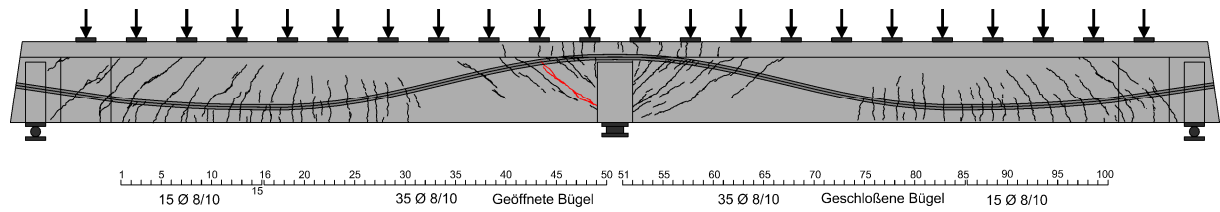
Laststufe 350 kNm



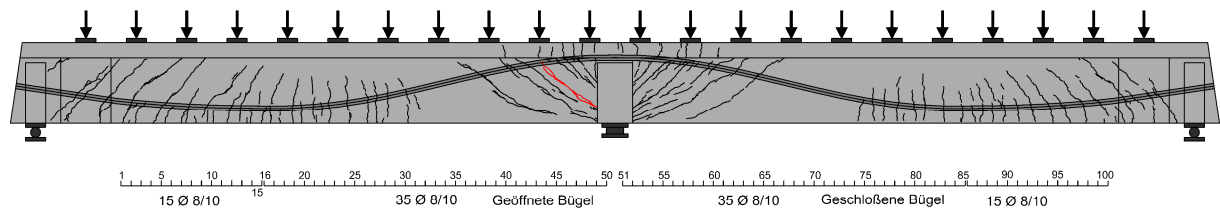
Laststufe 400 kNm



Laststufe 450 kNm



Laststufe 500 kNm



Laststufe 522 kNm

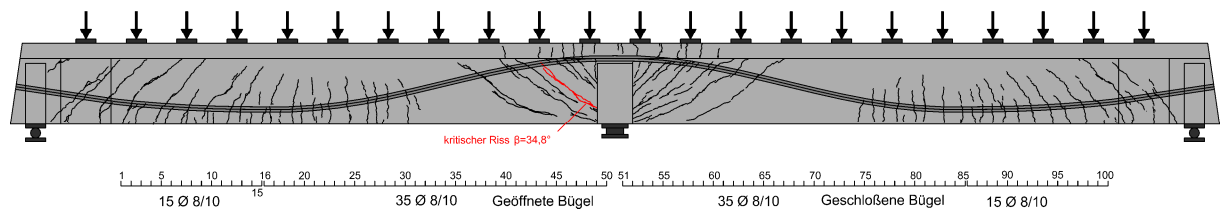


Bild A1-12: Rissbilder des Versuchsträgers DLT 8 für ausgewählte Laststufen

A1.5 Bruchbilder

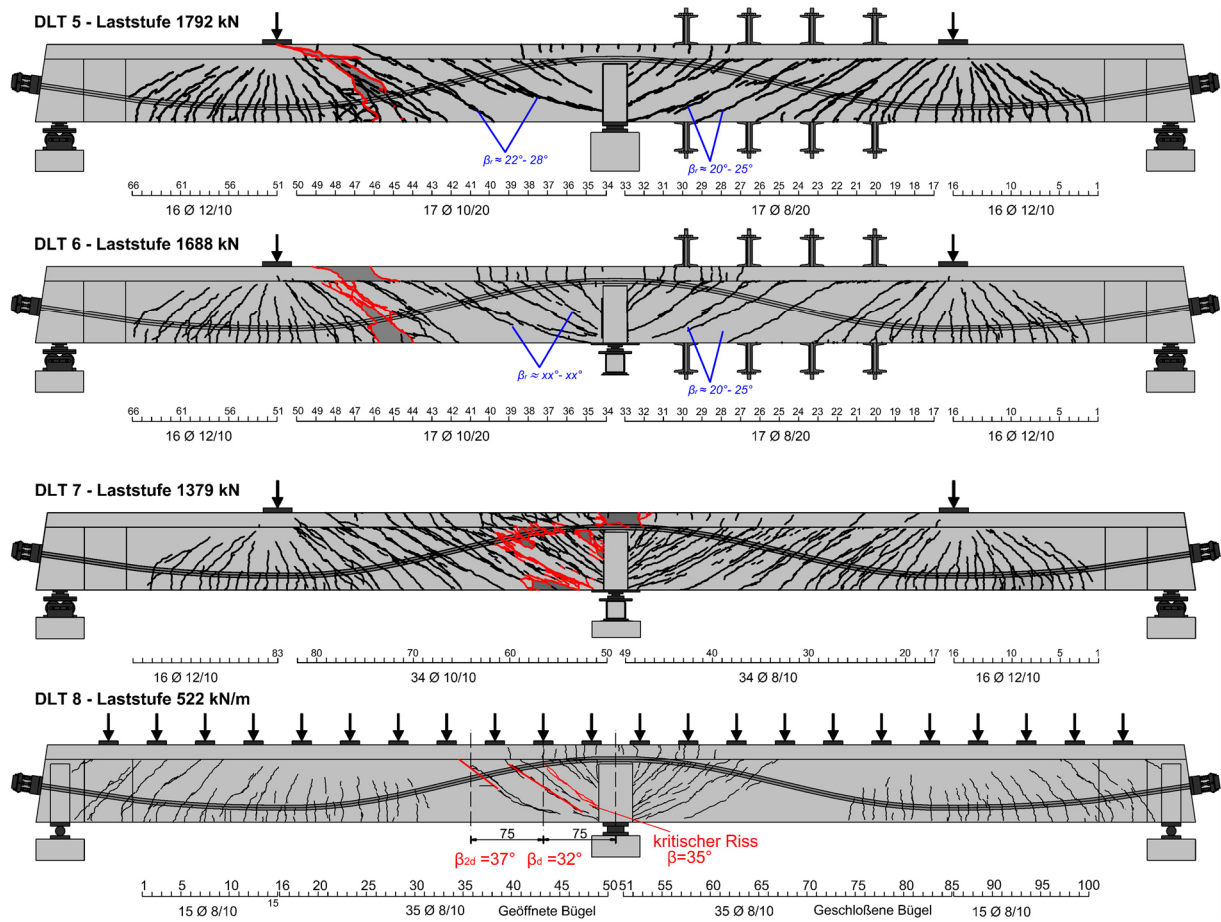
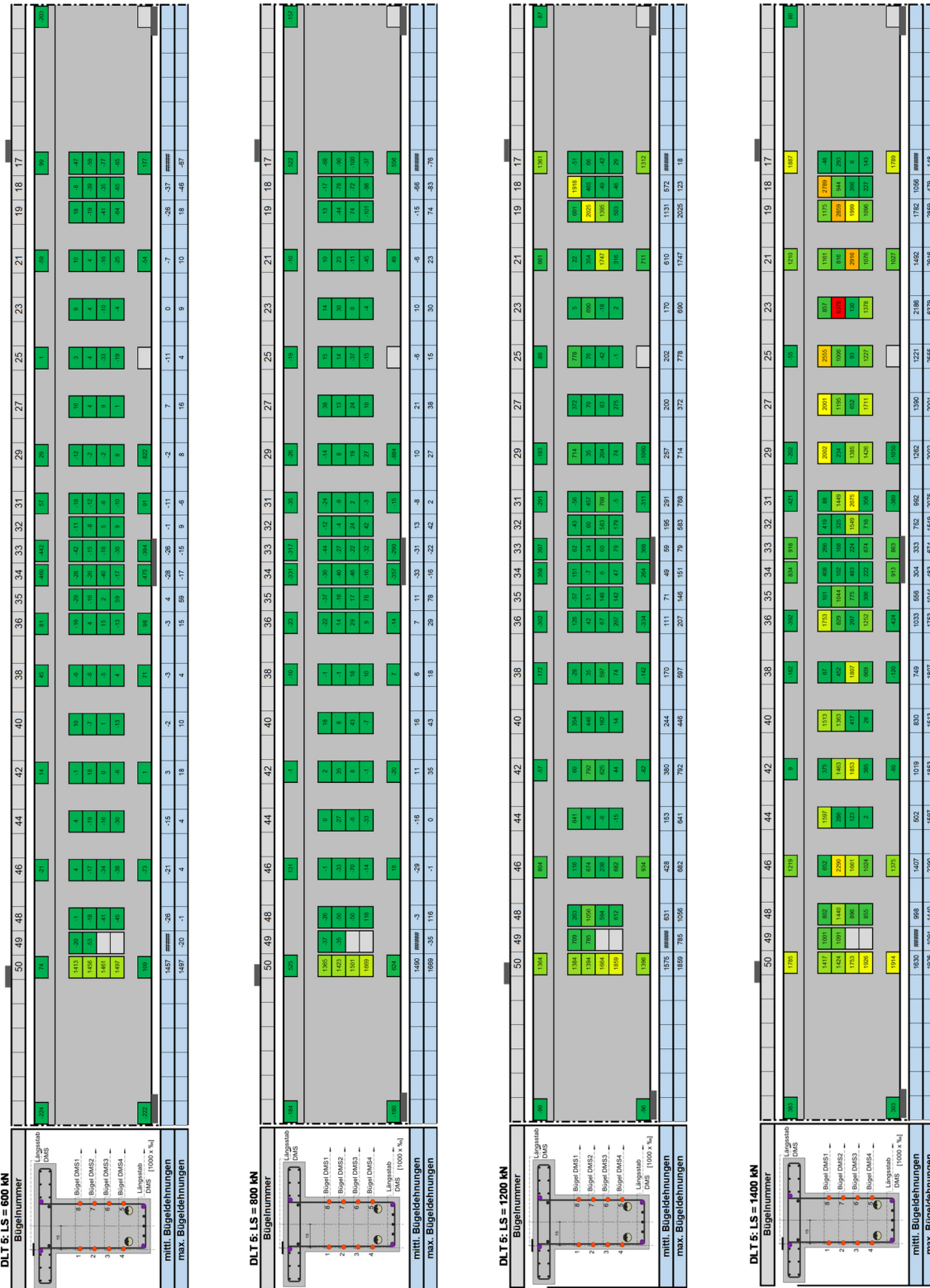


Bild A1-13: Bruchbilder der Versuchsträger DLT 5 – DLT 8 im Vergleich

A1.6 Betonstahldehnungen für ausgewählte Laststufen

A1.6.1 Versuchsträger DLT 5



(a) LS 600 kN

(b) LS 800 kN

(c) LS 1200 kN

(d) LS 1400 kN

Bild A1-14: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 5 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 1



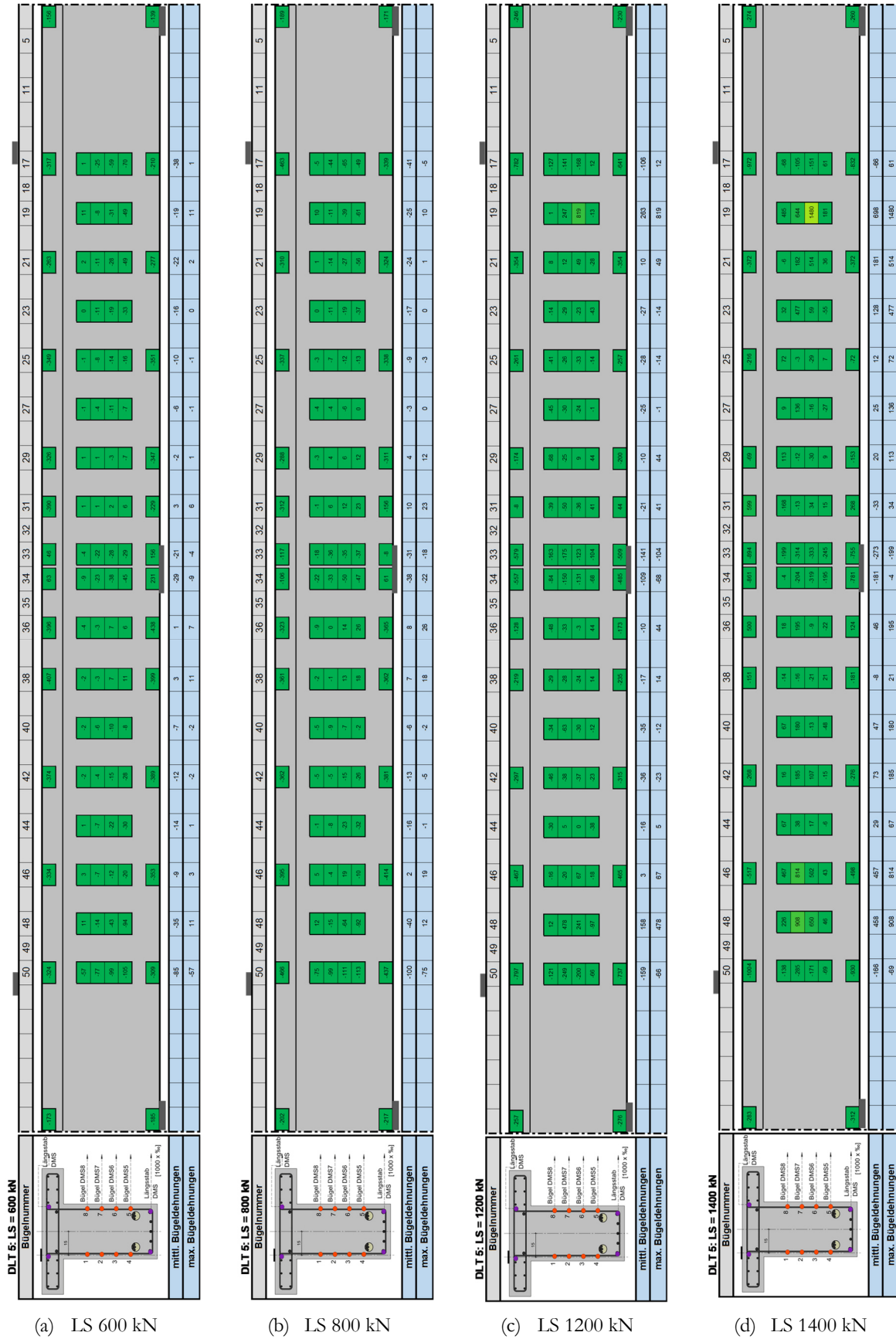
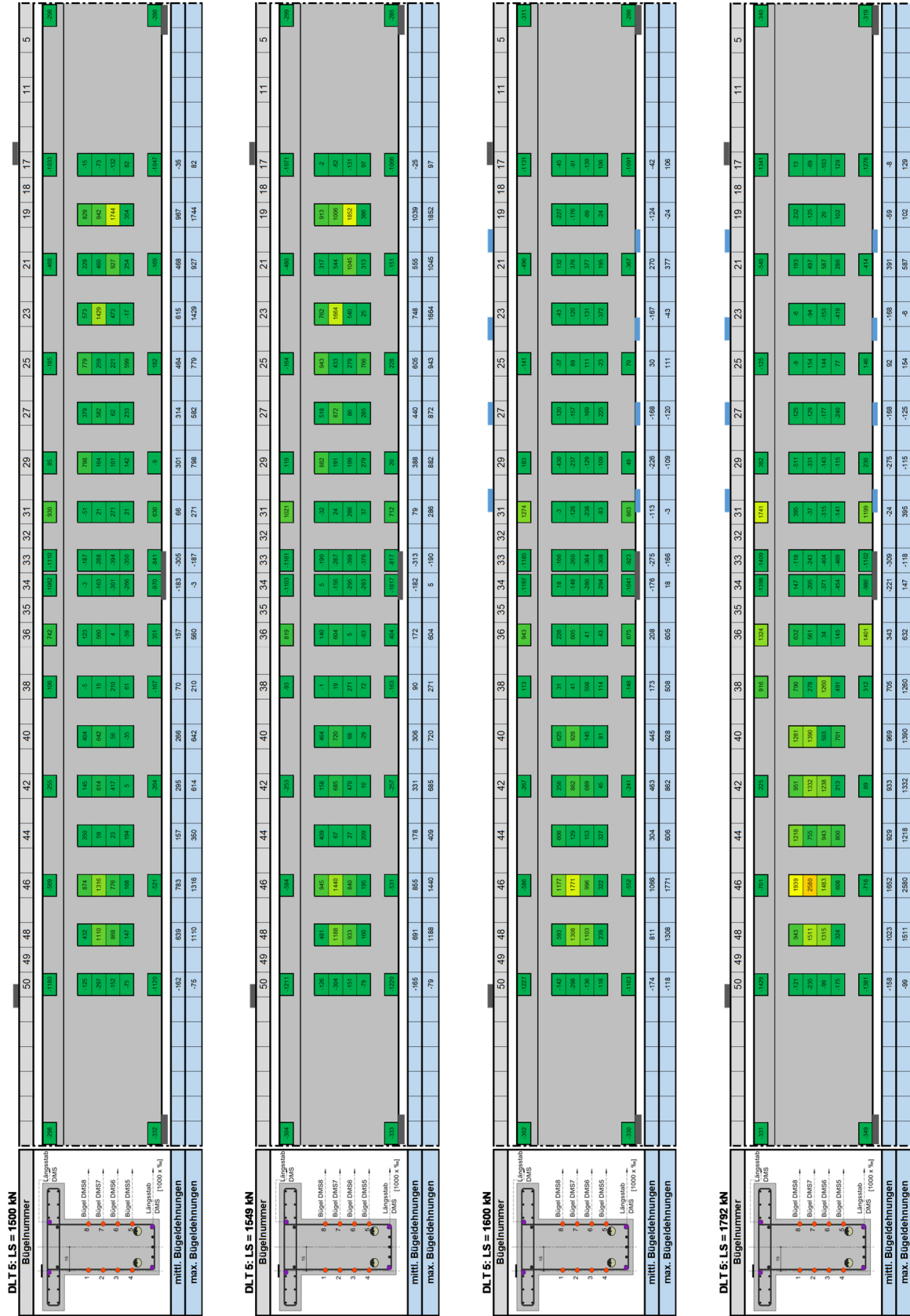


Bild A1-16: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 5 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 1



(e) LS 1500 kN

(f) LS 1549 kN

(g) LS 1600 kN

(h) LS 1792 kN

Bild A1-17: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 5 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 2

A1.6.2 Versuchsträger DLT 6

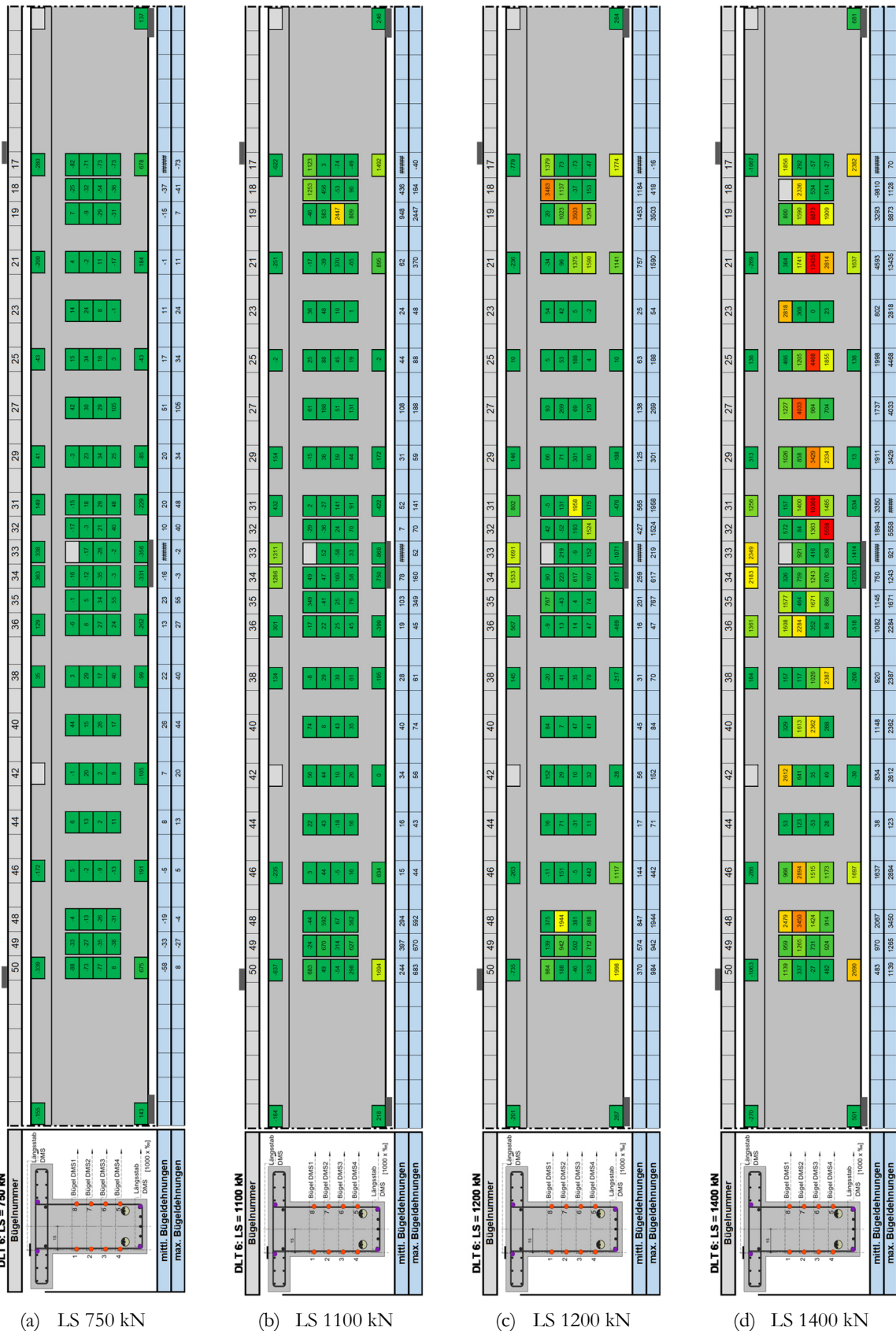


Bild A1-18: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 6 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 1

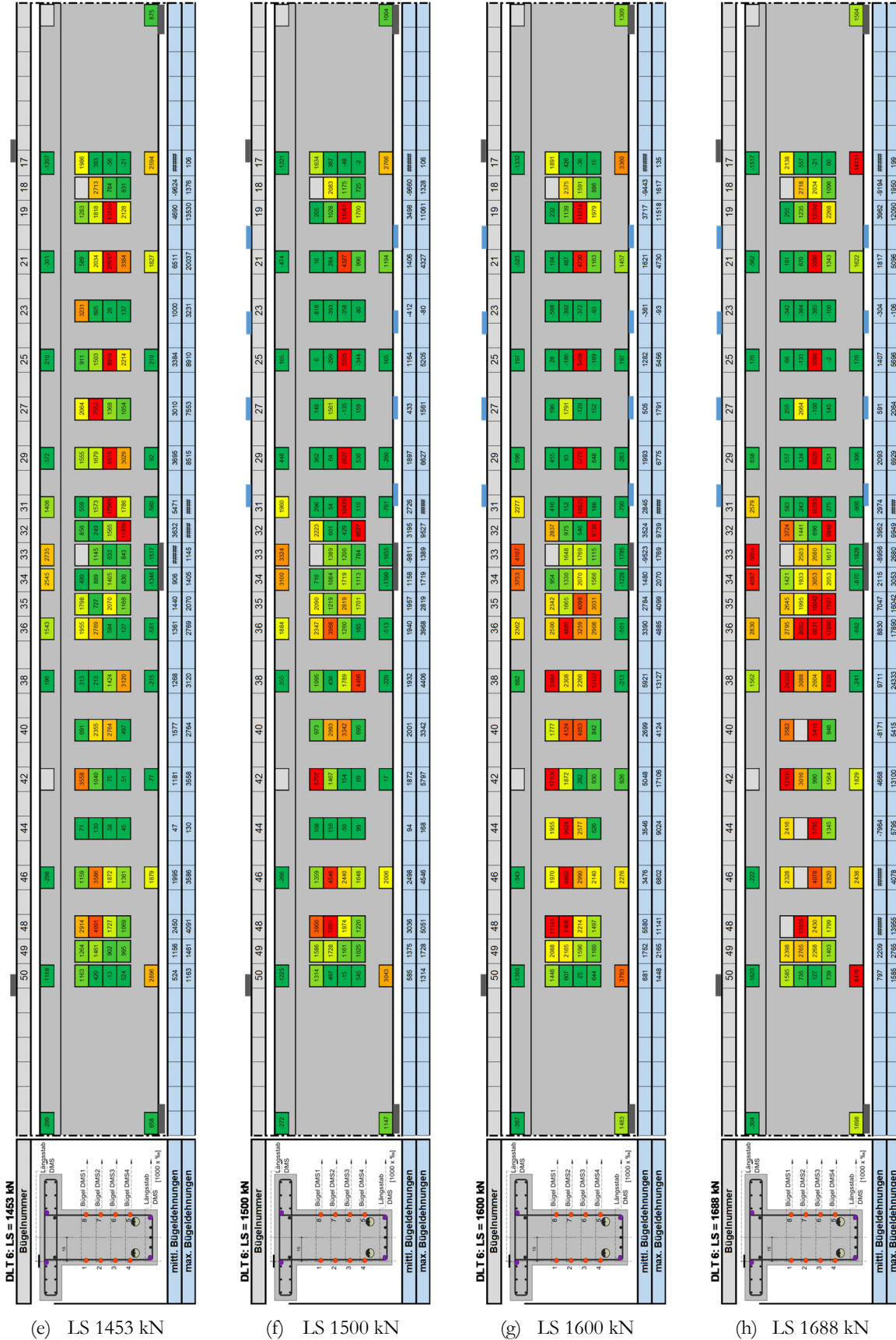


Bild A1-19: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 6 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 2

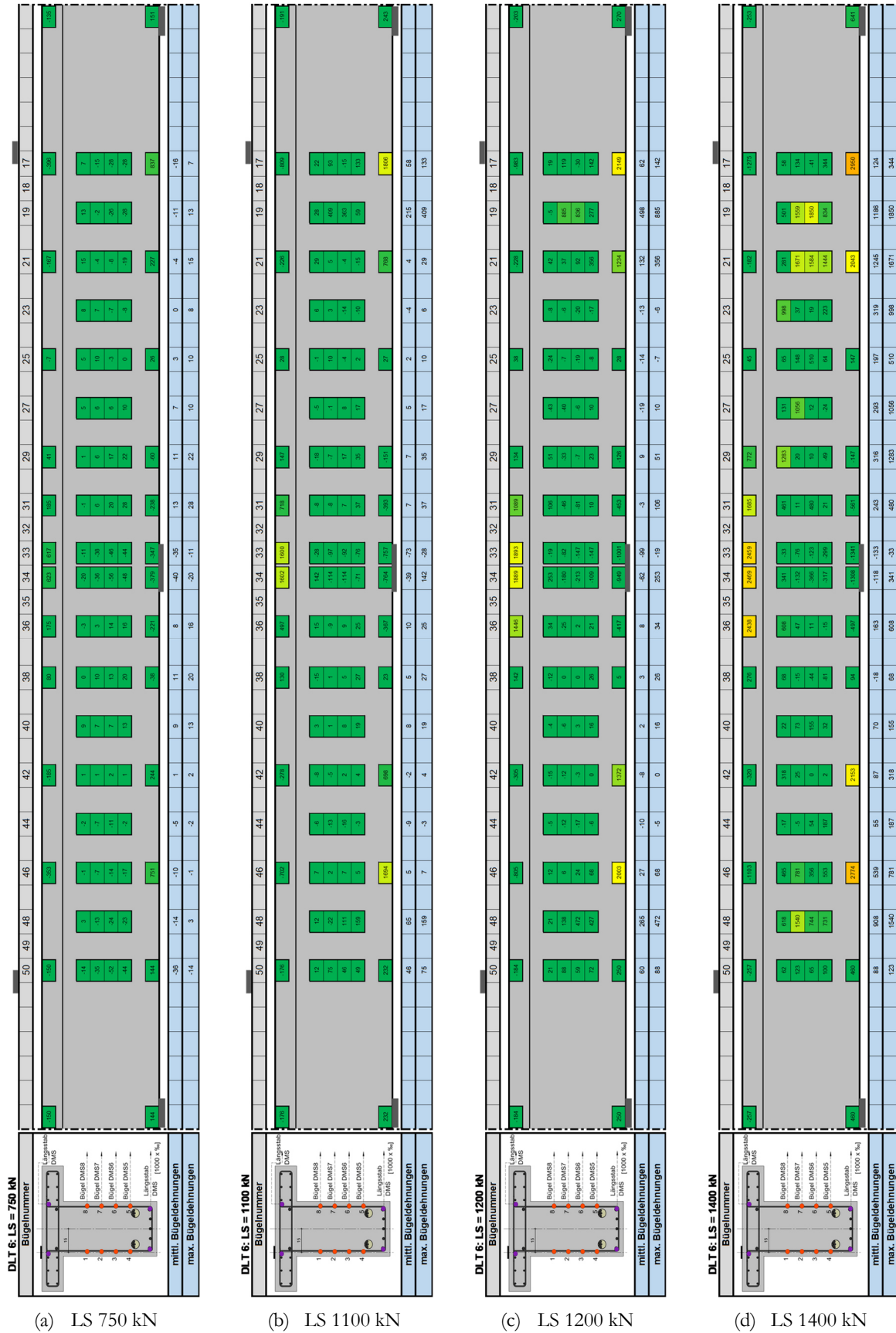
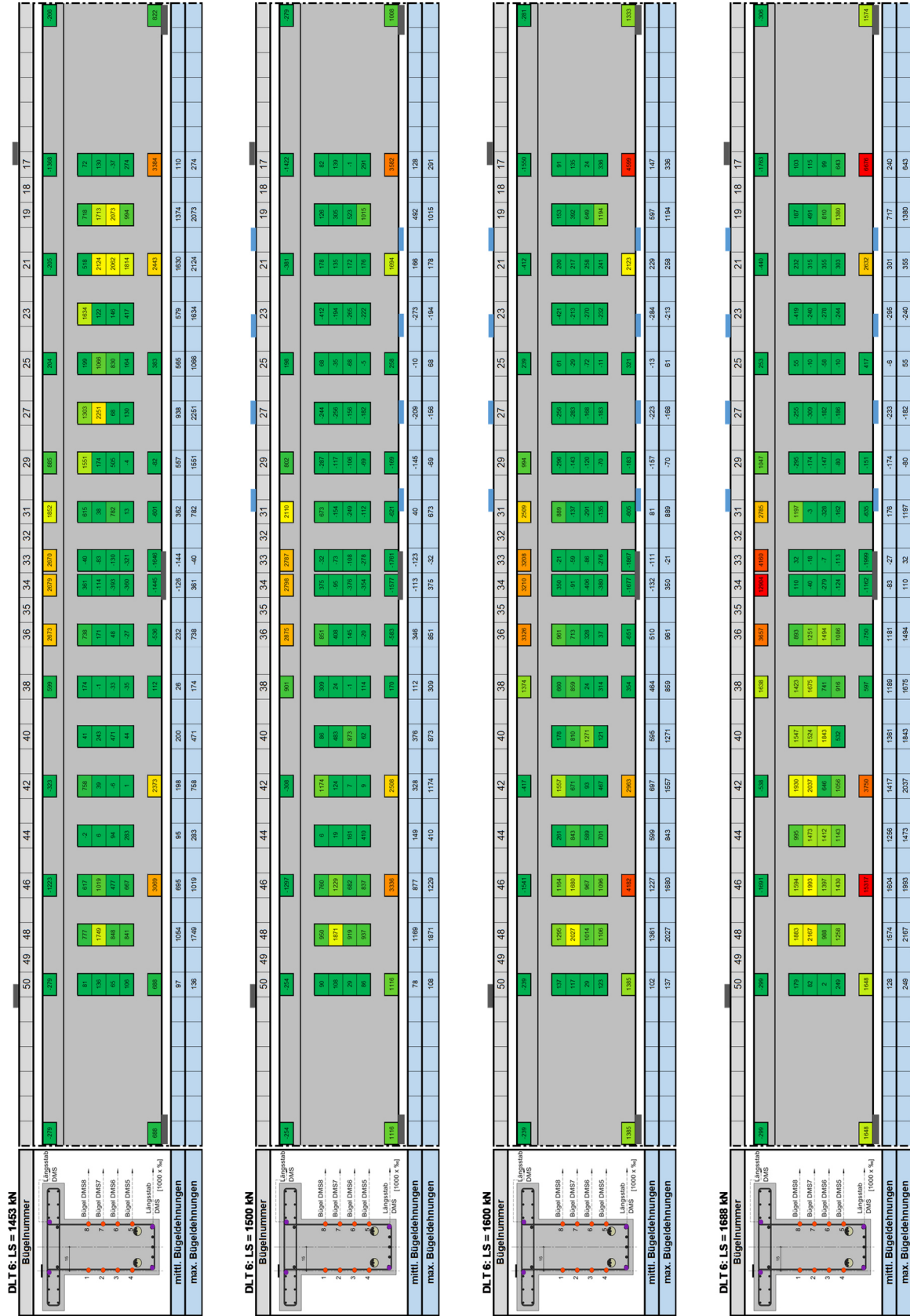


Bild A1-20: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 6 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 1



(e) LS 1453 kN

(f) LS 1500 kN

(g) LS 1600 kN

(h) LS 1688 kN

Bild A1-21: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 6 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 2

A1.6.3 Versuchsträger DLT 7

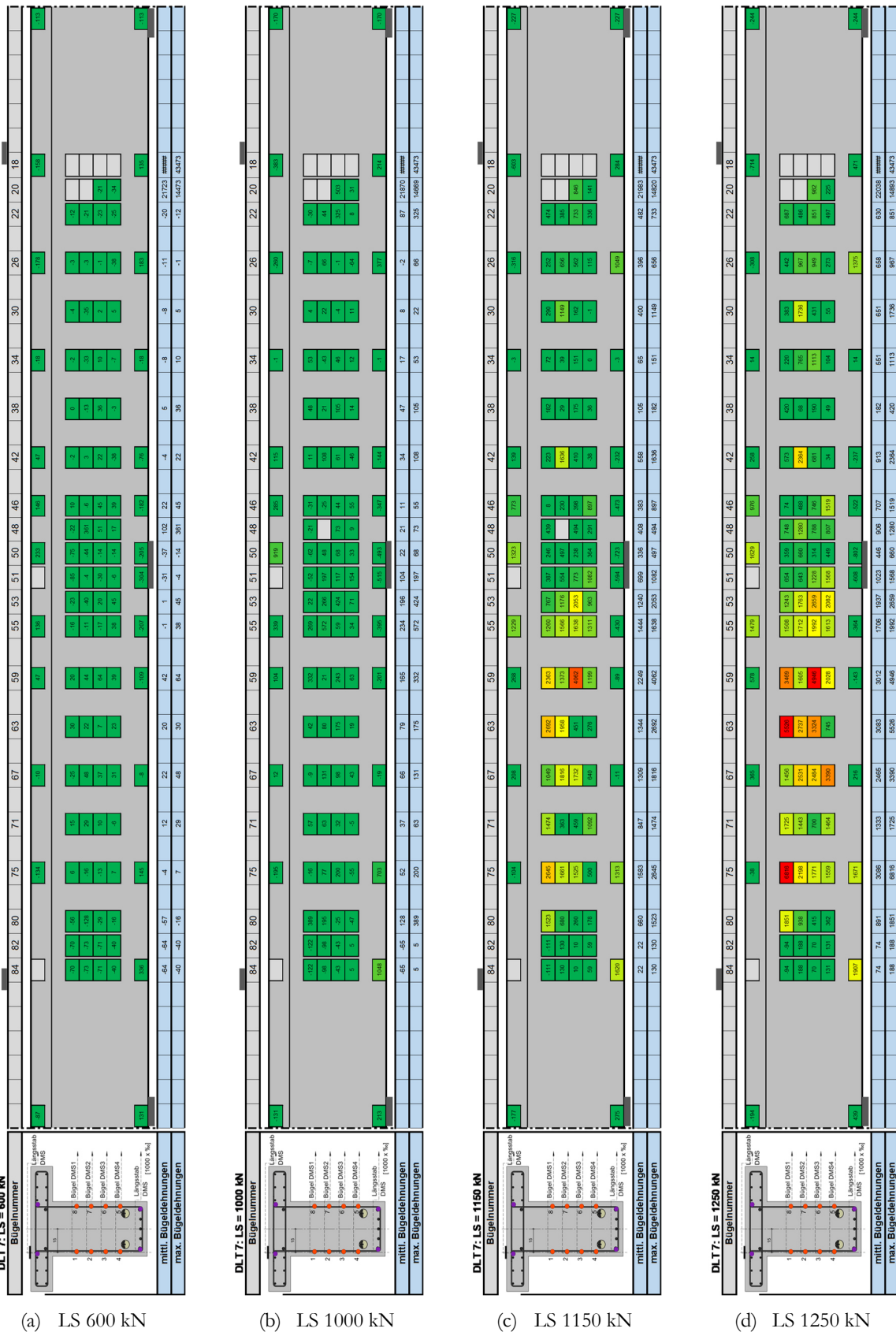
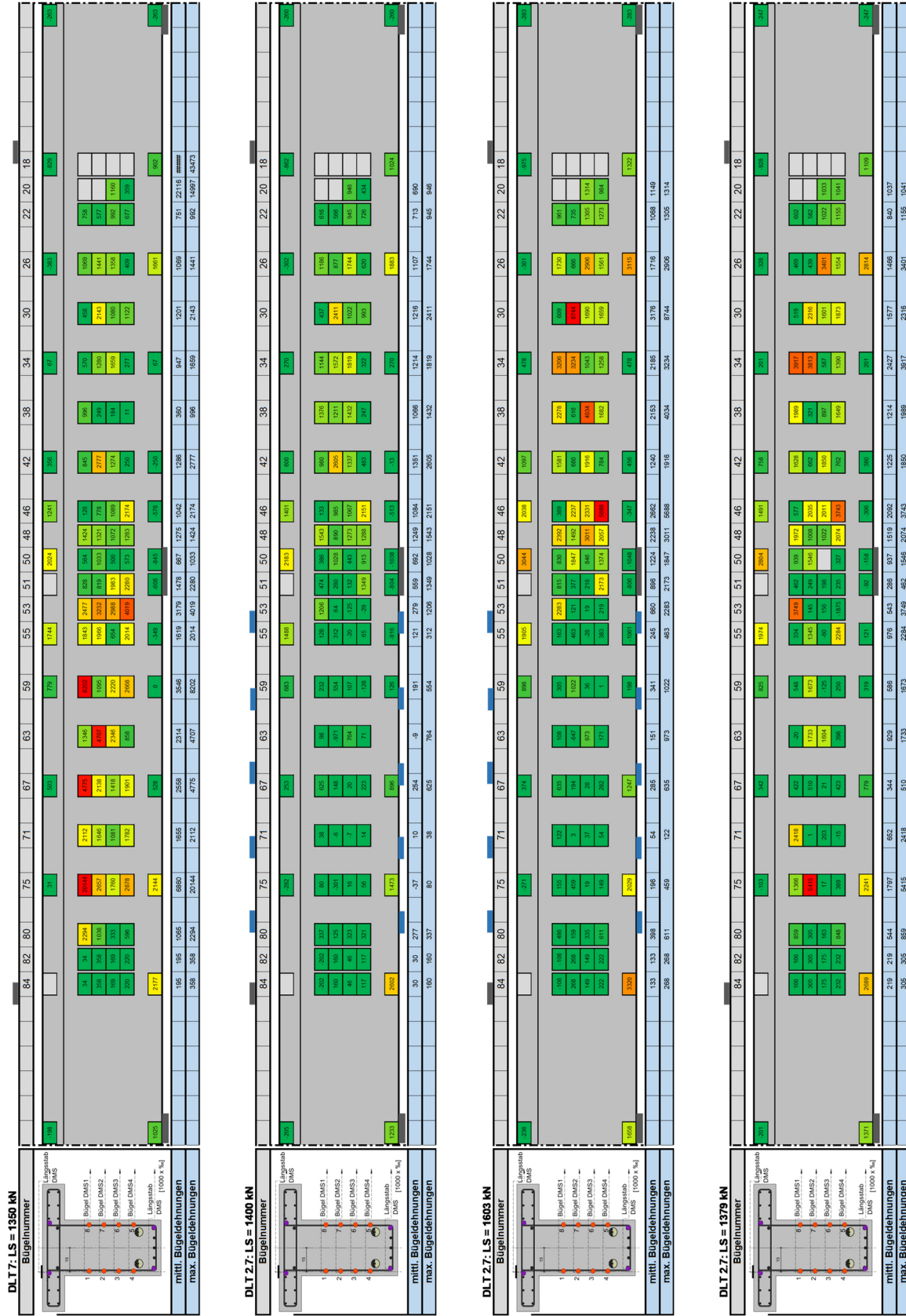


Bild A1-22: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 7 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 1



(e) LS 1350 kN

(f) LS 1400 kN

(g) LS 1603 kN

(h) LS 1379 kN

Bild A1-23: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 7 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 2





A1.6.4 Versuchsträger DLT 8

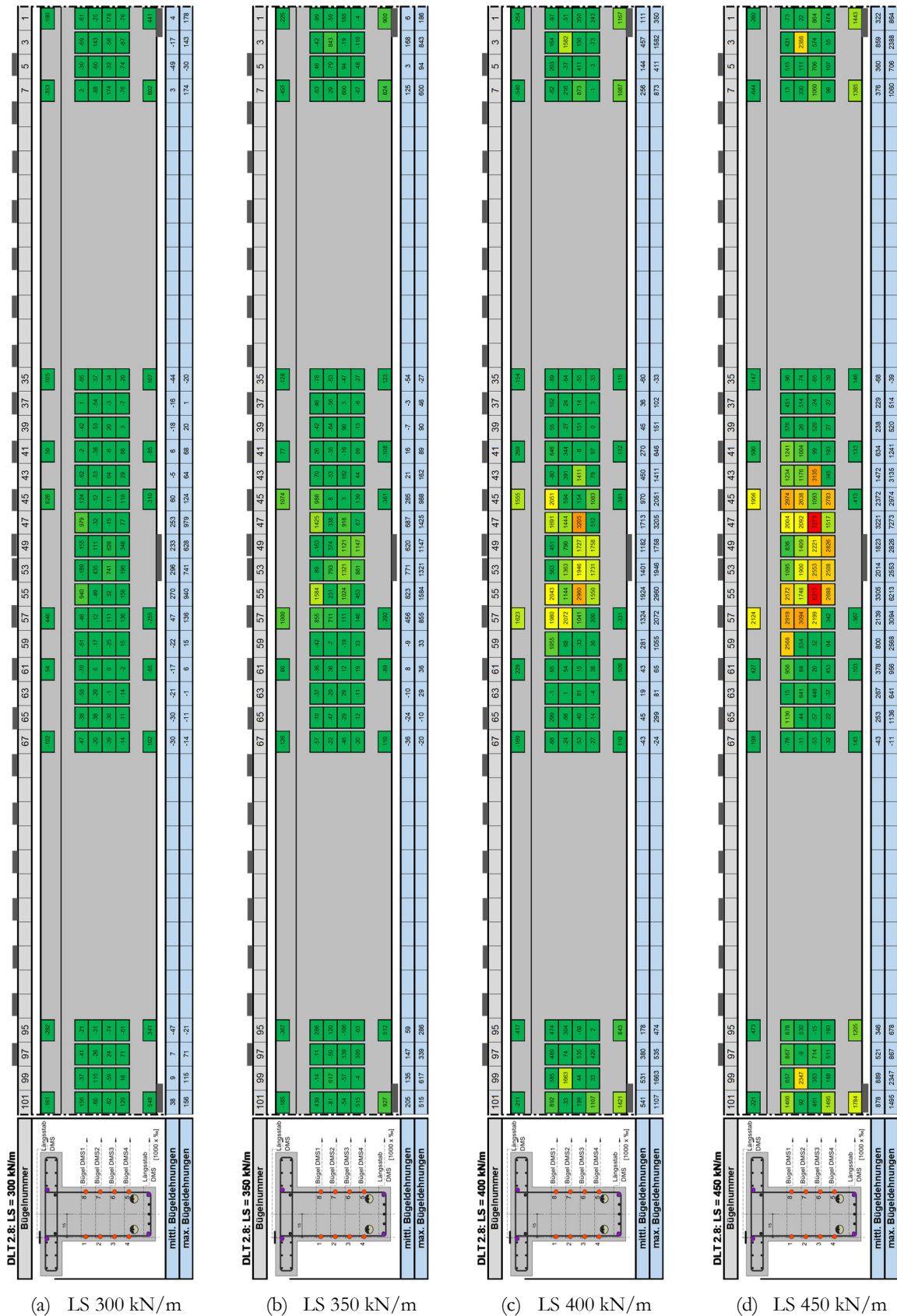
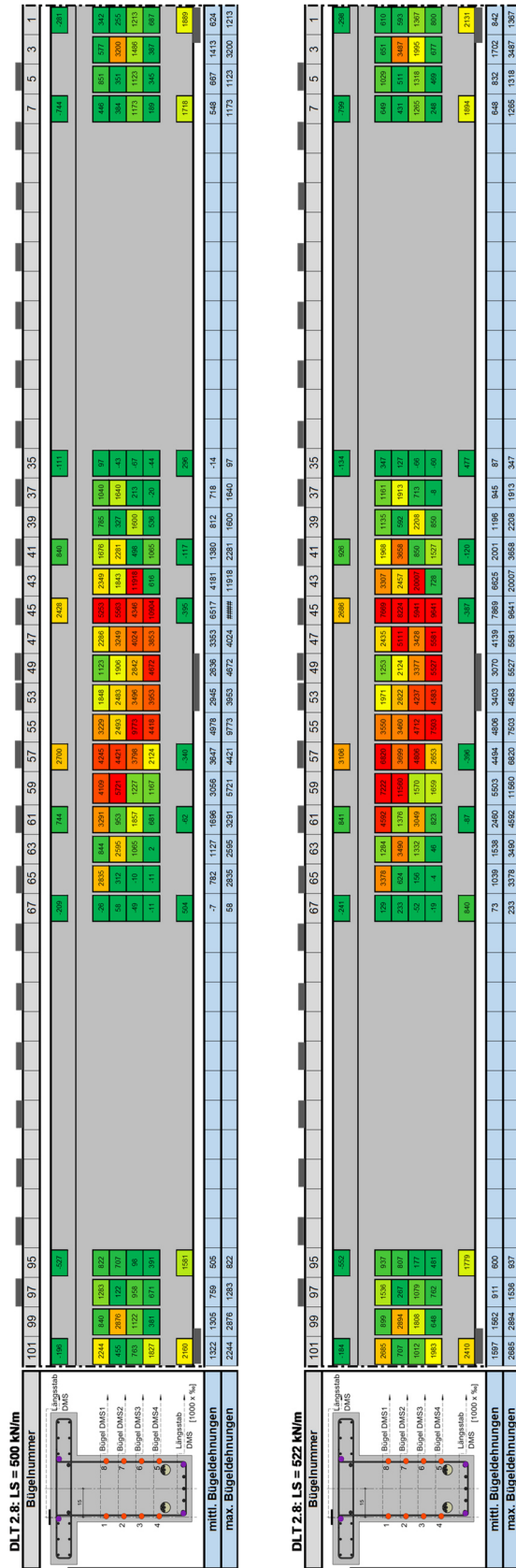


Bild A1-26: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 8 für ausgewählte Laststufen – Vorderseite, Teil 1



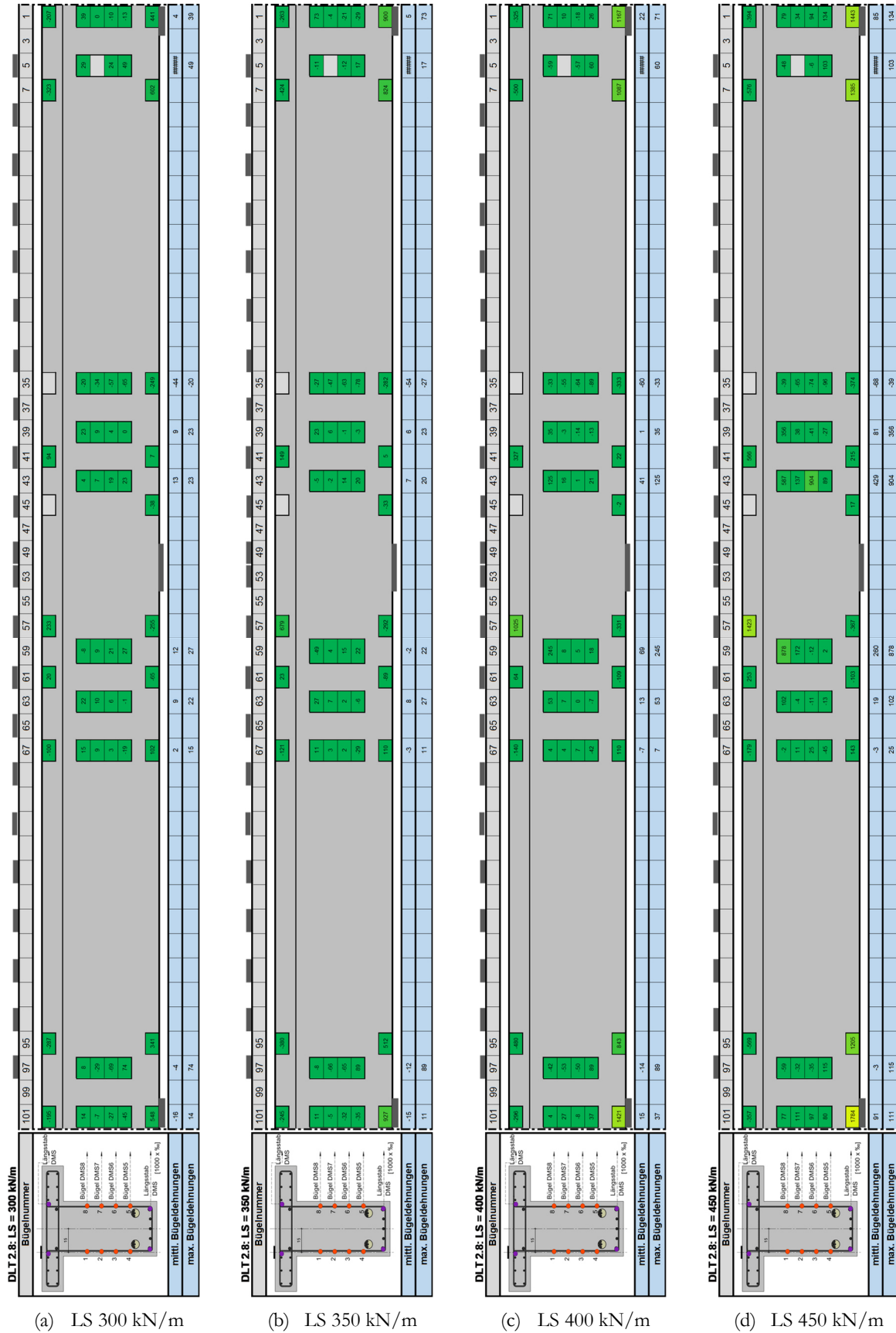
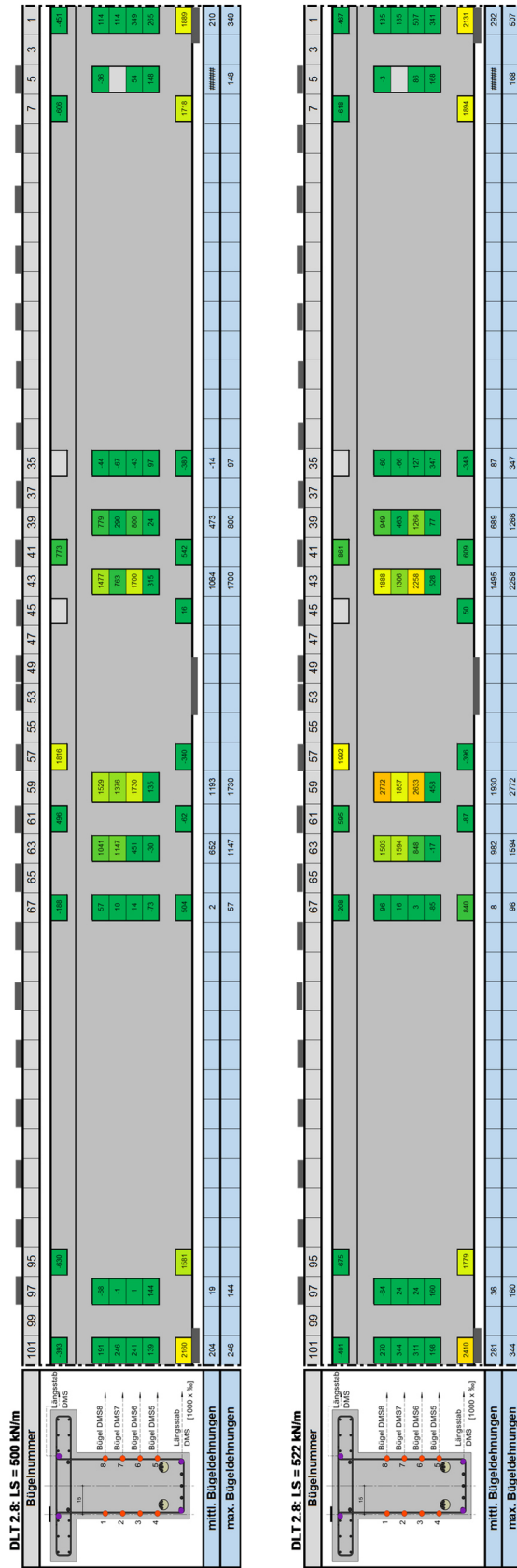


Bild A1-28: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 8 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 1



(e) LS 500 kN/m

(f) LS 522 kN/m

Bild A1-29: Betonstahldehnungen des Versuchsträgers DLT 8 für ausgewählte Laststufen – Rückseite, Teil 2

## A2 Numerische Simulationsergebnisse

### A2.1 Eingabeparameter der Kleinversuche

#### A2.1.1 Unbewehrter Zugstab

Tabelle A2-1: Eingabeparameter für den unbewehrten Zugstab in ATENA

Parameter	Einstellung
<b>Beton</b>	CC3D NonLin Cementitious 2
E-Modul	35.000 [MPa]
Druckfestigkeit	40,0 [MPa]
Zugfestigkeit	3,50
Zugentfestigung	exponentiell
Bruchenergie	8,143E-0,5
Rissmodell	fixiert
<b>Lösungsverfahren</b>	Newton-Raphson
Anzahl der Iterationen	40
Toleranz	0,01
Steifigkeit	tangential
Formglättung	an
Optimierung	Sloan

#### A2.1.2 Unbewehrte Betonscheibe

Tabelle A2-2: Eingabeparameter für die unbewehrte Betonscheibe in ATENA

Parameter	Einstellung
<b>Beton</b>	CC3D NonLin Cementitious 2
E-Modul	32.000 [MPa]
Druckfestigkeit	31,10 [MPa]
Zugfestigkeit	3,00
Zugentfestigung	exponentiell
Bruchenergie	6,613E-0,5
Reduktionsfaktor	0,8 [-]
Rissmodell	fixiert
<b>Lösungsverfahren</b>	Newton-Raphson
Anzahl der Iterationen	40
Toleranz	0,01
Steifigkeit	tangential

## A2.1.3 Bewehrte Zugstäbe

Tabelle A2-3: Eingabeparameter für die bewehrten Zugstäbe in ATENA

Parameter	Einstellung
<b>Beton</b>	CC3D NonLin Cementitious 2
E-Modul	33.000 [MPa]
Druckfestigkeit	30,0 [MPa]
Zugfestigkeit	2,90 [MPa]
Zugentfestigung	exponentiell
Bruchenergie	6,782E-0,5 [MN/m]
Tension Stiffening Faktor	0,4 [-]
Reduktionsfaktor	0,8 [-]
Rissmodell	fixiert
<b>Betonstahl</b>	Bilinear mit Verfestigung
E-Modul	200.000 [MPa]
Zugfestigkeit	500 [MPa]
<b>Lösungsverfahren</b>	Newton-Raphson
Anzahl der Iterationen	40
Toleranz	0,01
Steifigkeit	tangential

## A2.1.4 Bewehrte Betonscheiben

Tabelle A2-4: Eingabeparameter für die bewehrten Zugstäbe in ATENA

Parameter	Einstellung
<b>Beton</b>	CC3D NonLin Cementitious 2
E-Modul	31.000 [MPa]
Druckfestigkeit	25,0 [MPa]
Zugfestigkeit	2,60 [MPa]
Zugentfestigung	exponentiell
Bruchenergie	5,793E-0,5 [MN/m]
Reduktionsfaktor	0,8 [-]
Schubsteifigkeitsfaktor	20,0 [-]
Aggregate Interlock	0,020 [-]
Rissmodell	fixiert (1,0)
<b>Betonstahl</b>	Bilinear
E-Modul	200.000 [MPa]
Zugfestigkeit	500 [MPa]
<b>Lösungsverfahren</b>	Newton-Raphson
Anzahl der Iterationen	40
Toleranz	0,01
Steifigkeit	tangential

A2.2 Entwicklung der Rissbildung

A2.2.1 DLT 5

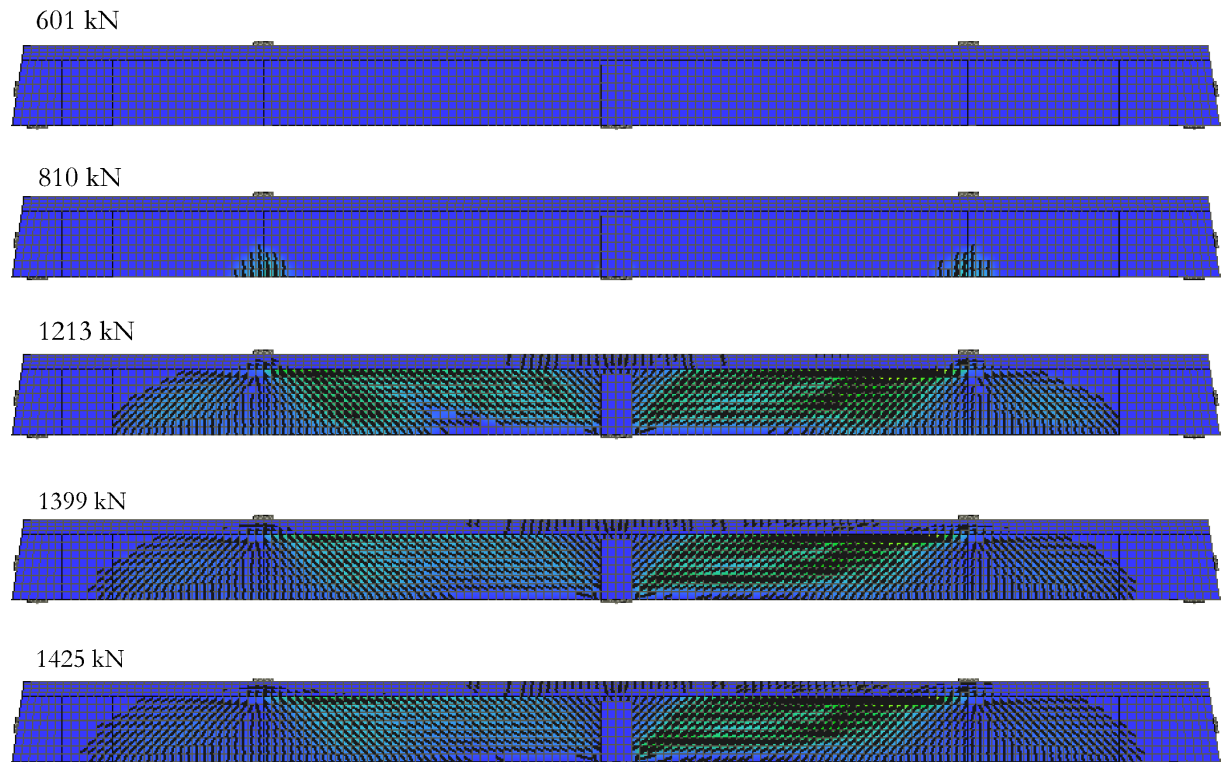


Bild A2-1: Entwicklung der Rissbildung DLT 5 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (TV 1)

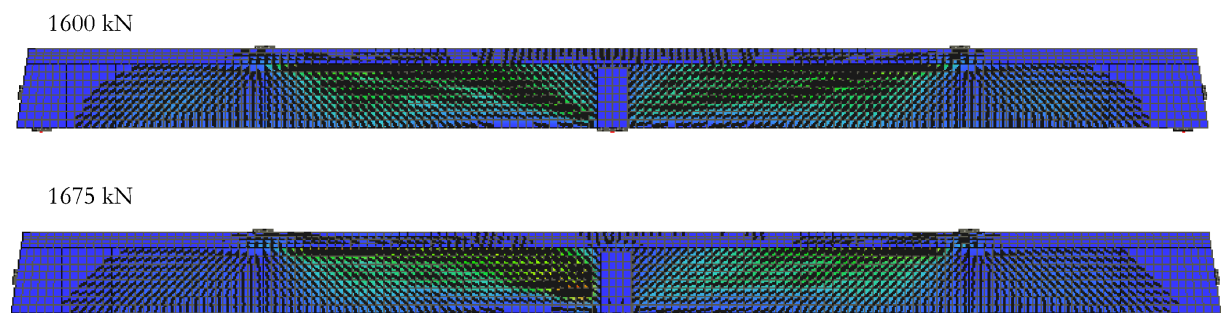
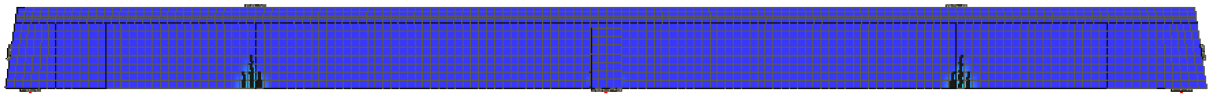


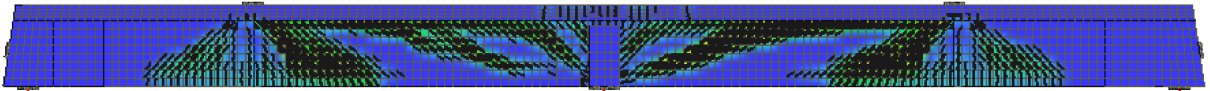
Bild A2-2: Entwicklung der Rissbildung DLT 5 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (TV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

## A2.2.2 DLT 6

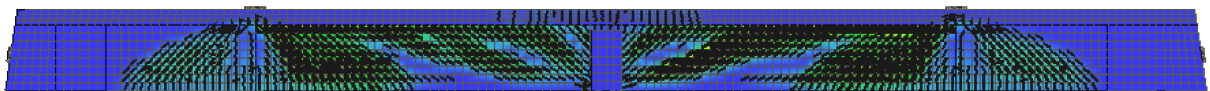
772 kN



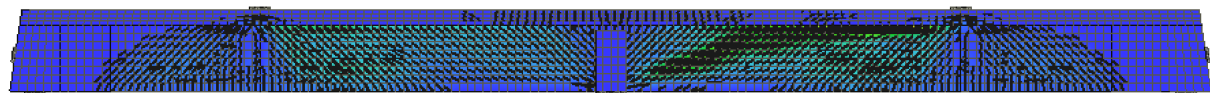
1099 kN



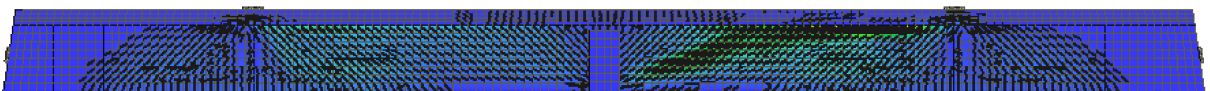
1203 kN



1398 kN



1453 kN



1546 kN

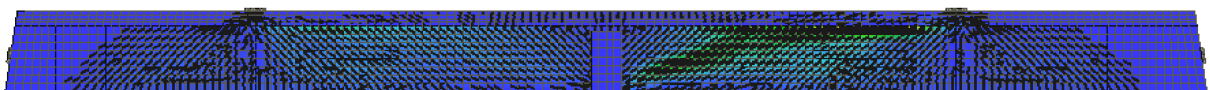
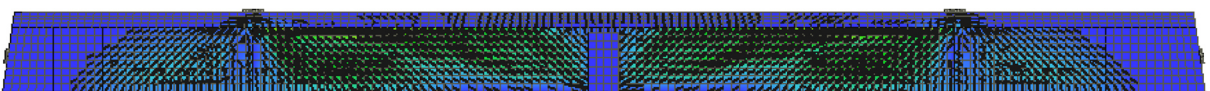


Bild A2-3: Entwicklung der Rissbildung DLT 6 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (TV 1)

1600 kN



1631 kN

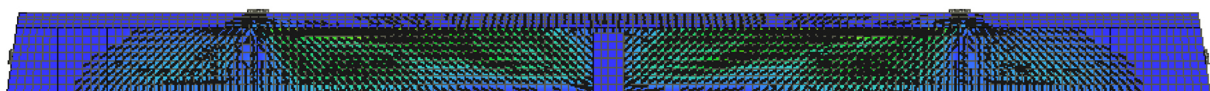
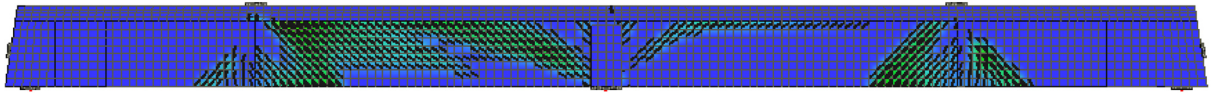


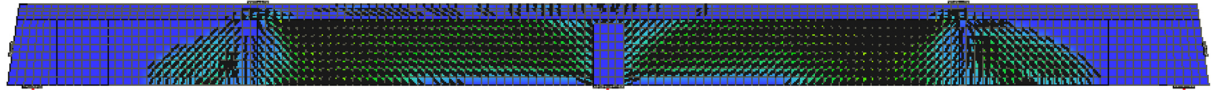
Bild A2-4: Entwicklung der Rissbildung DLT 6 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (TV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

A2.2.3 DLT 7

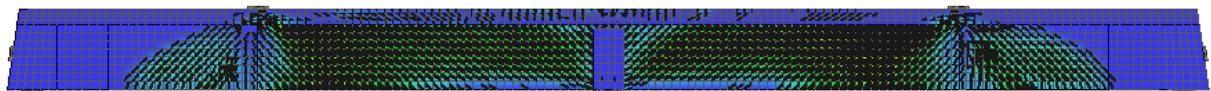
799 kN



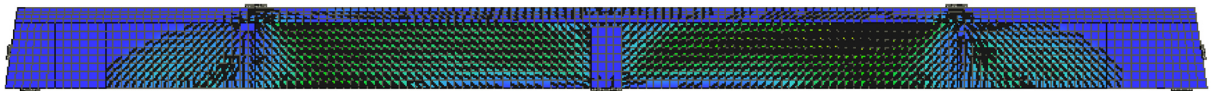
1075 kN



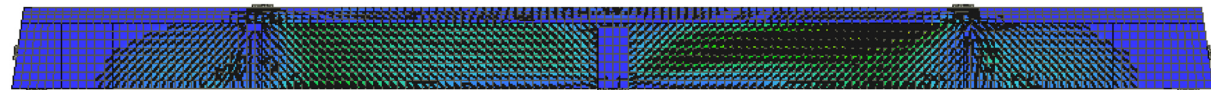
1216 kN



1345 kN



1459 kN



1686 kN

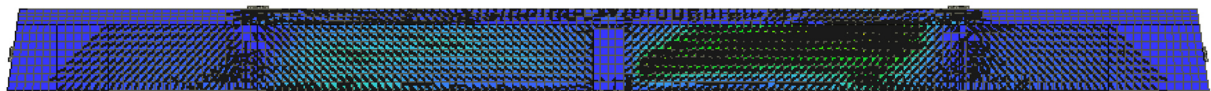


Bild A2-5: Entwicklung der Rissbildung DLT 7 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (TV 1)

1375 kN

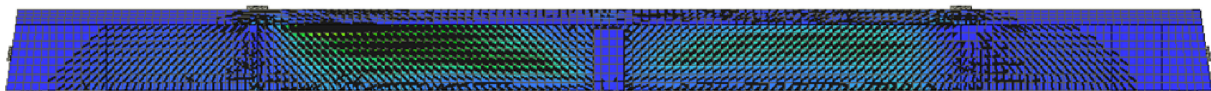
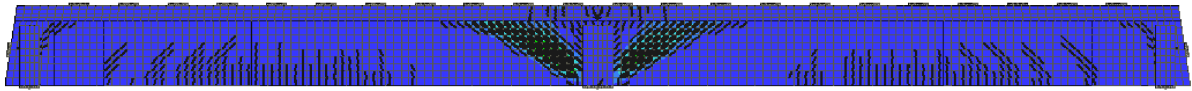


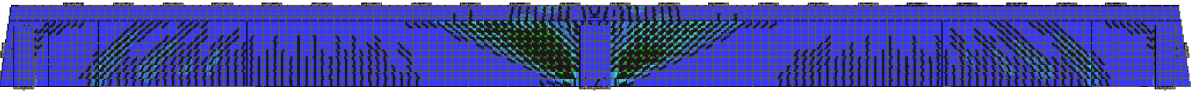
Bild A2-6: Entwicklung der Rissbildung DLT 7 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (TV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

A2.2.4 DLT 8

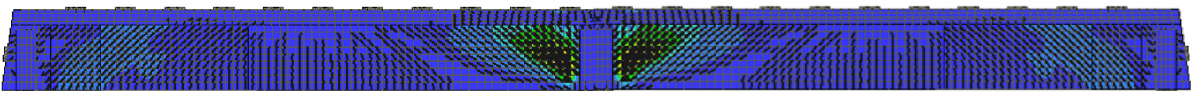
300 kN/m



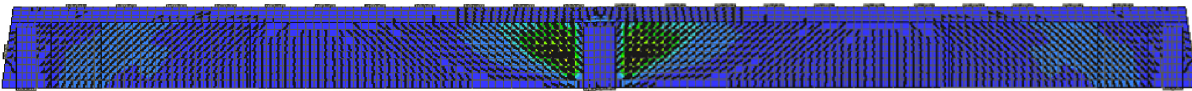
350 kN/m



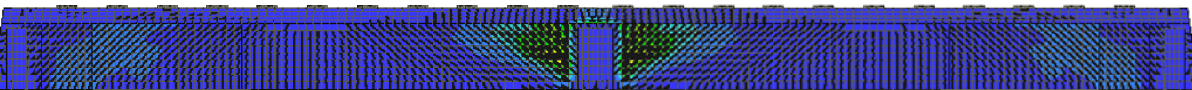
400 kN/m



450 kN/m



500 kN/m



514 kN/m

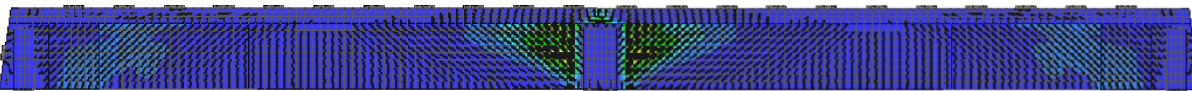


Bild A2-7: Entwicklung der Rissbildung DLT 8 – ATENA bis zum Versagen

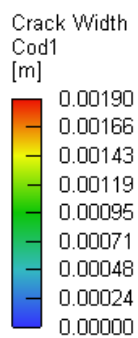
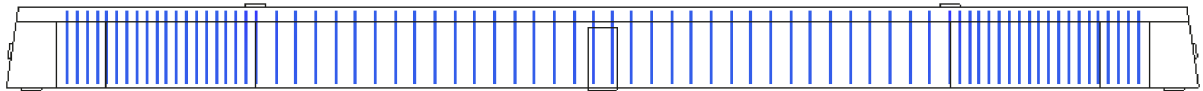


Bild A2-8: Legende zu den Rissbreiten DLT 5 – DLT 8 - ATENA

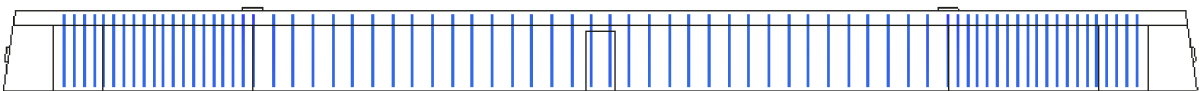
A2.3 Entwicklung der Bügeldehnung

A2.3.1 DLT 5

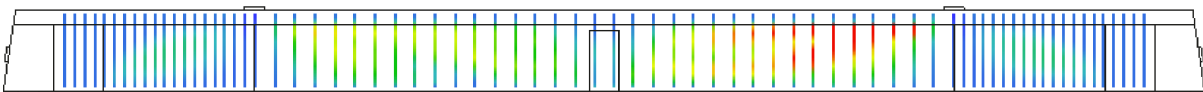
601 kN



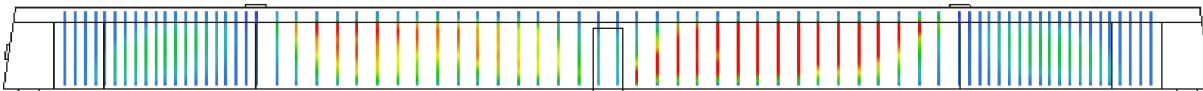
810 kN



1213 kN



1399 kN



1425 kN

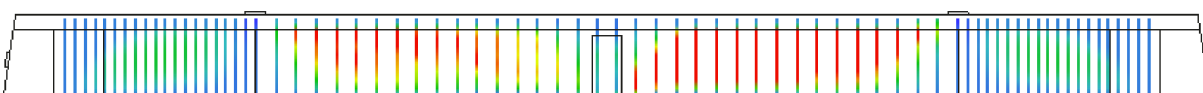
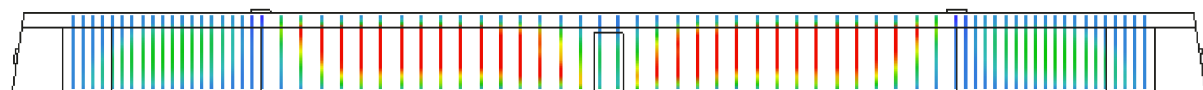


Bild A2-9: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 5 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (IV 1)

1600 kN



1675 kN

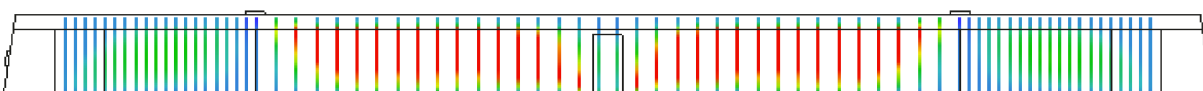


Bild A2-10: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 5 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (IV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

## A2.3.2 DLT 6

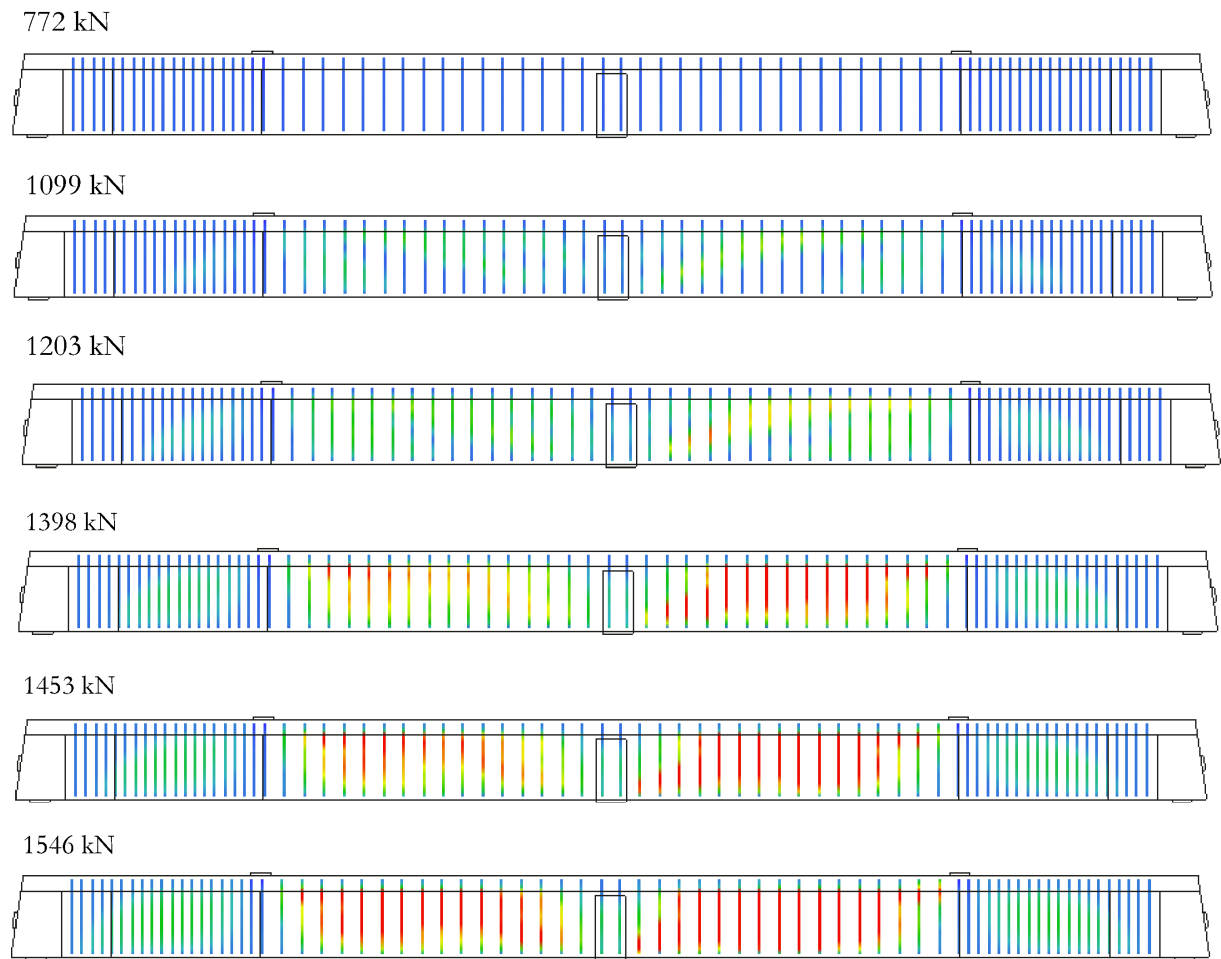


Bild A2-11: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 6 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (TV 1)

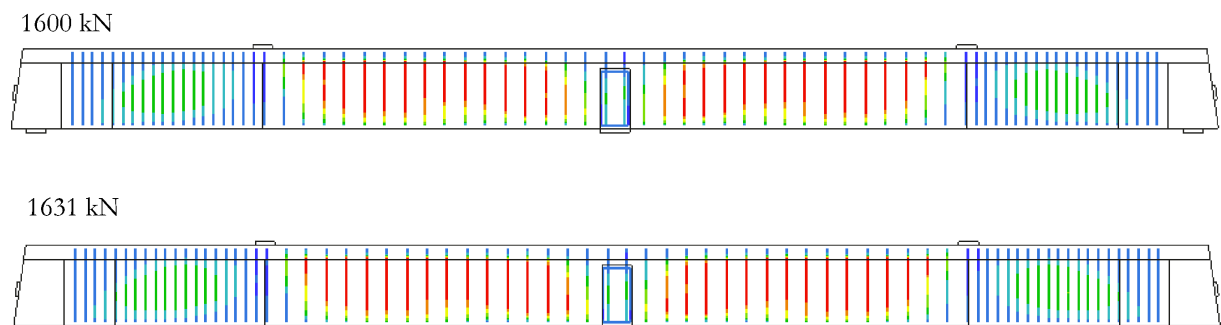
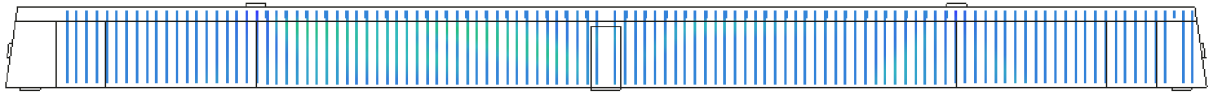


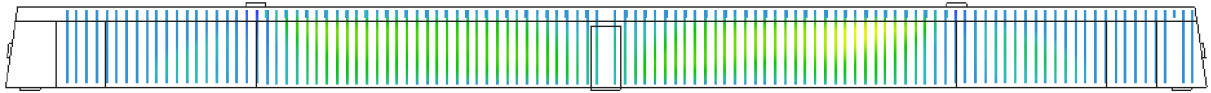
Bild A2-12: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 6 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (TV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

A2.3.3 DLT 7

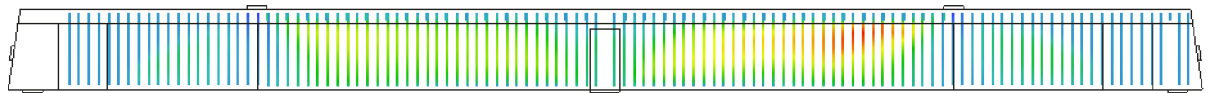
799 kN



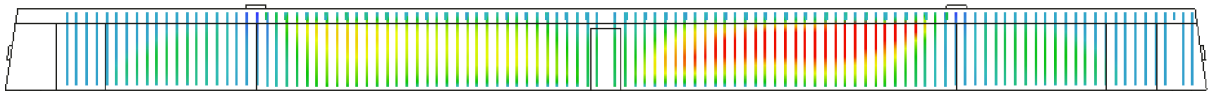
1075 kN



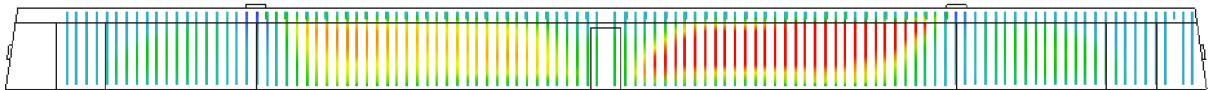
1216 kN



1345 kN



1459 kN



1686 kN

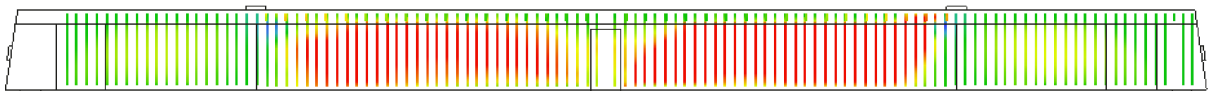


Bild A2-13: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 7 – ATENA bis zum Versagen des schwächer bewehrten Feldes (TV 1)

1375 kN

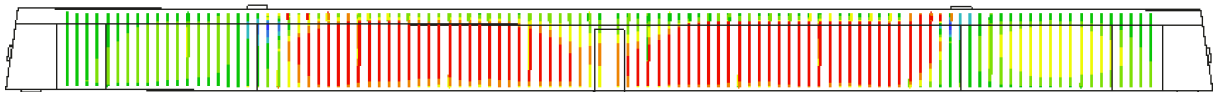


Bild A2-14: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 7 – ATENA bis zum Bruch des stärker bewehrten Feldes (TV 2), in der Simulation: gleiche Bewehrung für beide Felder

A2.3.4 DLT 8

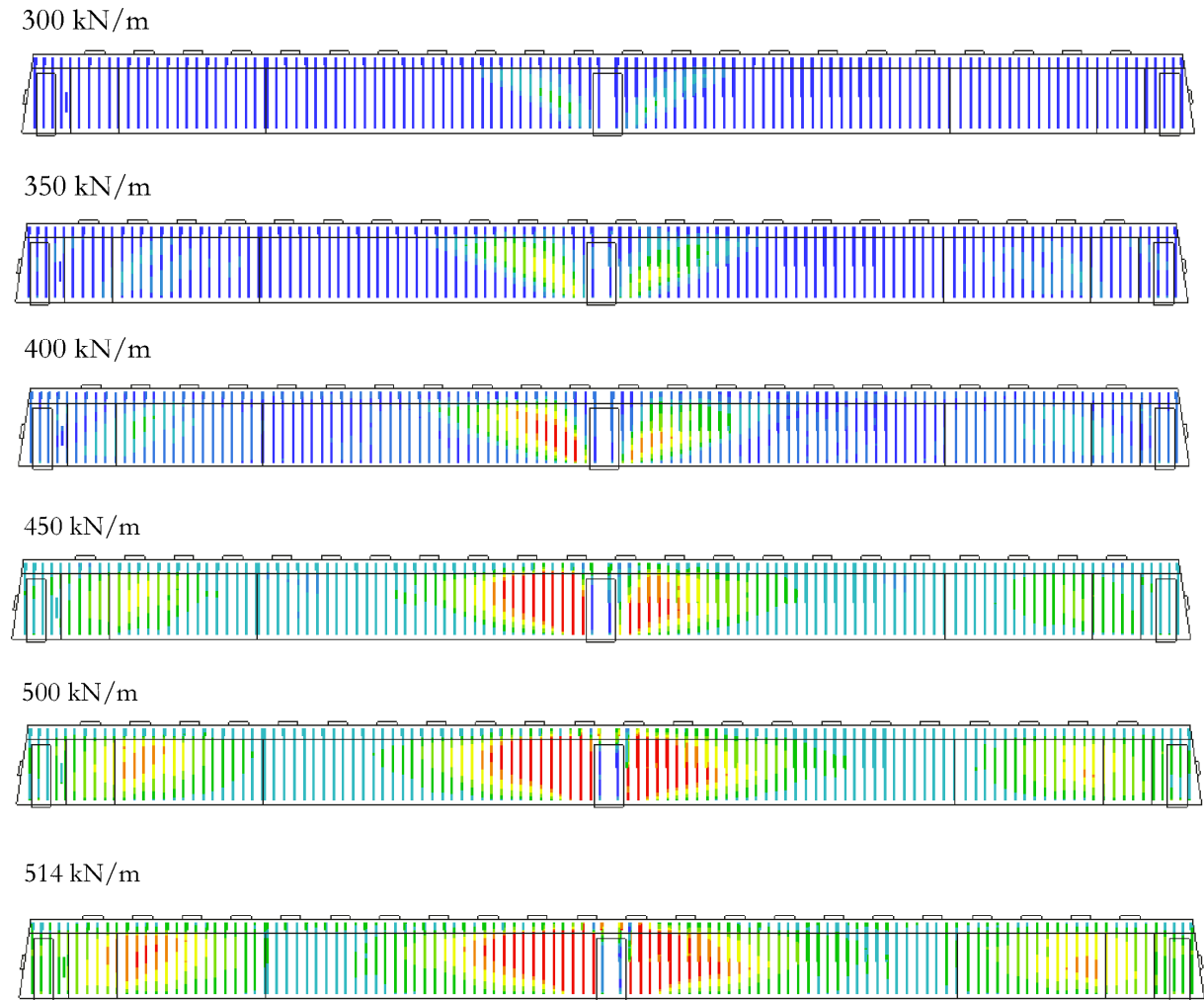


Bild A2-15: Entwicklung der Bügeldehnungen DLT 8 – ATENA

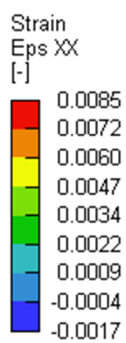


Bild A2-16: Legende zu den Bügeldehnungen DLT 5 – DLT 8 - ATENA